

SKRIPSI

**ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS (UPPER STRUCTURE)
PERENCANAAN PEMBANGUNAN GEDUNG FAKULTAS HUKUM
PASCASARJANA UNIVERSITAS BRAWIJAYA DENGAN PENAMPANG
KOLOM BULAT APLIKASI BEBAN GEMPA WILAYAH VI (SRPMK)**



Disusun Oleh:

ALMERIO NEVES FREITAS

10.21.002

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
2014**

LEMBAR PERSETUJUAN

SKRIPSI

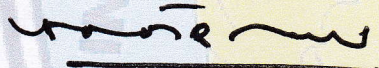
**ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS (UPPER STRUCTURE)
PERENCANAAN PEMBANGUNAN GEDUNG FAKULTAS HUKUM
PASCASARJANA UNIVERSITAS BRAWIJAYA DENGAN PENAMPANG
KOLOM BULAT APLIKASI BEBAN GEMPA WILAYAH VI (SRPMK)**

*Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil S-1
Institut Teknologi Nasional Malang*

**Disusun Oleh :
ALMERIO NEVES FREITAS
1021002**

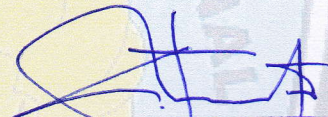
Disetujui Oleh :

Pembimbing I



(Ir. H. Sudirman Indra, MS)

Pembimbing II



(Ir. Eding Iskak, MT)

Mengetahui

Ketua Prodi Teknik Sipil S-1



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2014

LEMBAR PENGESAHAN

**ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS (UPPER STRUCTURE)
PERENCANAAN PEMBANGUNAN GEDUNG FAKULTAS HUKUM
PASCASARJANA UNIVERSITAS BRAWIJAYA DENGAN PENAMPANG
KOLOM BULAT APLIKASI BEBAN GEMPA WILAYAH VI (SRPMK)**

SKRIPSI

Dipertahankan Di hadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi

Jenjang Strata Satu (S-1)

Pada hari: Rabu

Tanggal : 21 Agustus 2013

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil*

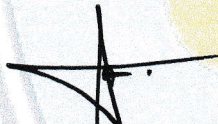
Disusun Oleh :

ALMERIO NEVES FREITAS

1021002


Disahkan Oleh :

Ketua



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

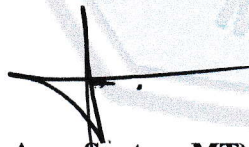
Sekretaris



(Lila Ayu Ratna W, ST, MT)

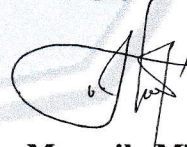
Anggota penguji:

Penguji I



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

Penguji II



(Ir. Munasih, MT)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2014

MOTO DAN PERSEMBAHAN

MOTO :

1. Jadilah seperti karang di lautan yang kuat dihantam ombak dan kerjakanlah hal yang bermanfaat untuk diri sendiri dan orang lain, karena hidup hanyalah sekali. Ingat hanya kepada allah apapun dan dimanapun kita berada kepada Dia-lah tempat memintah dan memohon.
2. Sukses datang dengan kemauan yang keras dan kesabaran
3. Usaha dan doa adalah kunci keberhasilan hidup.

PERSEMBAHAN:

Kupersembahkan skripsi ini pada:

1. Tuhan Yang Maha Esa,
2. Ayah, ibu, kakak, adikku dan segenap keluargaku tercinta yang terus mendukung dalam penyelesaian skripsi ini.
3. Bapak Ir. H. Sudirman Indra, MSc dan Ir. Eding Iskak, MT yang telah mengarahkan serta membimbing sampai selesainya skripsi ini.
4. Teman-teman Teknik Sipil '10 yang terus memberikan semangat dalam menyelesaikan skripsi ini.
5. Angelina Maia Diara yang selalu mendukungku.

ABSTRAKSI

**“ALTERNATIF REDESIGN STRUKTUR ATAS (UPPER STRUCTURE)
PERENCANAAN PEMBANGUNAN GEDUNG FAKULTAS HUKUM PASCA
PASCASARJANA UNIVERSITAS BRAWIJAYA DENGAN PENAMPANG KO
LOM BULAT APLIKASI BEBAN GEMPA WILAYAH VI (SRPMK)**

Almerio Neves Freitas , 2014

Pembimbing : Ir. H. Sudirman Indra, MS. ; Ir. Eding Iskak, MT.

Indonesia yang semakin rawan akan terjadinya gempa merupakan salah satu pendorong para ilmuwan-ilmuwan sipil dalam mengeluarkan peraturan-peraturan baru dalam perencanaan suatu struktur agar tahan terhadap gaya akibat gempa. Struktur diharapkan mampu memberikan kapasitas tertentu untuk tetap bertahan dan berperilaku daktail pada saat terjadi gempa kuat.

SNI 03-2847-2002 yang memberikan hal baru dalam bidang sipil memberikan sistem dan tata cara tersendiri dalam merencanakan struktur tahan gempa yang disebut dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Sehingga peraturan ini sangat diperlukan sosialisasinya dalam masyarakat, baik dari kalangan akademisi, konsultan maupun pelaksana agar apa yang diharapkan dalam standarisasi bisa tercapai dengan baik.

Sehubungan dengan hal diatas direncanakan ulang Gedung Fakultas Hukum Pascasarjana Universitas Brawijaya Malang, yang meliputi: Balok, Kolom, hubungan balok kolom. Dengan menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) seperti yang terdapat dalam SNI 03-2847-2002 dan SNI 03 -1726-2002. Hal ini karena daerah yang ditinjau merupakan zona gempa 6 dan struktur itu merupakan gedung bertingkat tinggi sehingga harus direncanakan sebagai bangunan tahan gempa. Peraturan pembebanan yang digunakan adalah Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1987, dan analisa statiknya menggunakan STAAD PRO 2004.

Dengan sistem ini struktur diharapkan mempunyai ketahanan terhadap gaya gempa. Selain itu SRPMK juga mengharuskan agar struktur mempunyai pola keruntuhan yang aman yaitu pada saat struktur runtuh, diharapkan agar komponen balok hancur lebih dahulu dari komponen lainnya seperti kolom ataupun hubungan balok kolom. Sehingga sebelum runtuh mampu memberikan waktu plastisitas yang cukup untuk keamanan tersebut.

Untuk mencapai kondisi diatas diperlukan detail penulangan yang benar dan harus disesuaikan dengan system yang ada terutama pada bagian sendi plastis yang kemungkinan mengalami plastisitas lebih dahulu apabila terjadi gempa kuat.

Kata kunci: Struktur Portal, Tahan gempa, SRPMK.

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan puji syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa yang telah memberikan Berkat dan Rahmat-Nya, sehingga TUGAS AKHIR ini dapat terselesaikan dengan baik.

Tugas Akhir ini dimaksudkan untuk memenuhi salah satu syarat menyelesaikan Program Pendidikan Sarjana (S1) di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan di Institut Teknologi Nasional Malang.

Pada kesempatan ini penyusun mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Dr. Ir. Kustamar, MT, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITN Malang.
2. Bapak Ir. A.Agus Santosa, MT, selaku Ketua program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang.
3. Ibu Lila Ayu Ratna Winanda, ST,MT, selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang.
4. Bapak Ir. H. Sudirman Indra,MS selaku Dosen Pembimbing I.
5. Bapak Ir. Eding Iskak Imananto,MT selaku Dosen Pembimbing II.
6. Bapak / Ibu dosen Program Studi Teknik Sipil S-1.
7. Kedua orangtuaku tercinta Jaime Neves Freitas dan Joana Neves serta saudara-saudaraku yang selalu membantu dan mendoakan saya dalam proses belajar saya di ITN Malang.
8. Pacar saya Anggelina Maia Oliveira atas dorongan dan motivasi yang telah diberikan
9. Seluruh rekan – rekan mahasiswa Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional (ITN) Malang.

Penyusun menyadari bahwa Penyusunan Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna. Demikian jika ada kekurangan dalam hal isi maupun sistematis penulisannya maka penyusun sangat mengharapkan segala masukan dan koreksi guna penyempurnaan Tugas Akhir ini. Dan akhir kata semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua.

Malang, Agustus 2014

Penyusun

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL

LEMBAR PERSETUJUANi

LEMBAR PENGESAHANii

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI.....iii

MOTO DAN PERSEMBAHANiv

ABSTRAKSI v

KATA PENGANTARvi

DAFTAR ISIvii

DAFTAR NOTASI.....viii

DAFTAR GAMBAR.....ix

DAFTAR TABELx

BAB I PENDAHULUAN.....1

1.1 Tinjauan Umum 1

1.2 Latar Belakang 2

1.3 Rumusan Masalah 3

1.4 Tujuan 4

1.5 Batasan Pembahasan 4

BAB II LANDASAN TEORI 5

2.1. Uraian Umum 5

2.2. Bangunan Tahan Gempa 7

2.3. Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat..... 10

2.4. Pengertian Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) 12

2.5. Ketentuan Perencanaan Pembebanan 13

2.5.1 Pembebanan 14

2.5.2 Deskripsi Pembebanan 14

2.5.2.1 Beban Mati 14

2.5.2.2 Beban Hidup 15

2.5.2.3 Beban Angin 15

2.5.2.4 Beban Gempa 15

2.5.2.5 Arah Pembebanan Gempa 19

2.5.3 Kombinasi Pembebanan 20

2.5.4 Faktor Reduksi Gempa Rencana (R)	24
2.5.5 Faktor Respon Gempa (C1)	25
2.6. Dasar Perencanaan Balok	37
2.6.1 Perencanaan Balok dengan Tulangan Tekan dan tarik (Rangkap)	38
2.6.2 Perencanaan Balok T	44
2.6.3 Perhitungan Tulangan Geser	51
2.7. Tinjauan Umum Struktur Kolom.....	54
2.7.1 Tipe Kolom Berdasarkan Bentuk dan Susunan Tulangan	55
2.7.2 Tipe Kolom Berdasarkan Pembebanan	58
2.7.3 Dasar Perencanaan Struktur Kolom	60
2.7.4 Kolom Berpenampang Bundar Dengan Beban Eksentris.....	61
2.7.5 Diagram Iteraksi Momen – Beban Aksial.....	65
2.7.6 Batas Tulangan Komponen Struktur	67
2.7.7 Penulangan Spiral dan Penempatan Tulangan Memanjang.....	67
2.7.8 Pengaruh Kelangsingan	69
2.7.9 Analisa Kekuatan Kolom Panjang	73
2.8. Perencanaan Struktur Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).....	76
2.7.1 Perencanaan Komponen Lentur Pada sistem Rangka Pemikul Momen Khusus	76
2.7.2 Perencanaan Komponen Terkena beban lentur dan aksial pada (SRPMK).....	81
2.7.3 Hubungan Balok – Kolom (HBK) pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus..	84
2.7.4 Persyaratan Kuat Geser Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) ..	86
BAB III DATA PERENCANAAN.....	88
3.1 Data perencanaan	89
3.1.1 Data Bangunan	89
3.1.2 Data Pembebanan	89
3.2 Perencanaan Dimensi Balok dan Kolom	90
3.2.1 Dimensi Balok	90
3.2.2 Dimensi Kolom	91
3.2.3 Dimensi Plat	91
3.3 Perhitungan Pembebanan Struktru	95
3.3.1 Pembebanan Pada Atap	95
3.3.2 Pembebanan Pada Lantai 11	95
3.3.3 Pembebanan Pada Lantai 10.....	97

3.3.4 Pembebanan Pada Lantai 3,4,5,6,7,8, dan 9 (Ruang Kelas/kuliah)	98
3.3.5 Pembebanan Pada Lantai 2	101
3.4 Langkah-langkah Pendimensian struktur 3D pada Staad Pro 2004	105
3.5 Perhitungan Pusat Massa (center of mass)	111
3.6 Gambar dan dan perhitungan Pusat Massa Lantai.....	113
3.7 Kinerja Batas Layan (s) dan Kinerja Batas Ultimit (m)	127
BAB IV DESAIN PENULANGAN STRUKTUR	133
4.1 Perhitungan Penulangan Balok.....	133
4.1.1 Perencanaan Penulangan Lentur Balok.....	133
4.1.2 Perhitungan Penulangan Geser	154
4.2 Perhitungan Penulangan Kolom	163
4.2.1 Perhitungan Penulangan Lentur Kolom.....	163
4.2.2 Penulangan Geser Kolom	168
4.2.3 Perhitungan Pertemuan Balok – Kolom	190
4.3 Perhitungan Pendetailan Tulangan	196
BAB VI PENUTUP	202
5.1 Kesimpulan	202
5.2 Saran	205

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR NOTASI BETON

- A Percepatan puncak Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal sebagai gempa masukan untuk analisis respons dinamik linier riwayat waktu struktur gedung.
- A_m Percepatan respons maksimum atau Faktor Respons Gempa maksimum pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- A_o Percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh Gempa Rencana yang bergantung pada Wilayah Gempa dan jenis tanah tempat struktur gedung berada.
- A_r Pembilang dalam persamaan hiperbola Faktor Respons Gempa C pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- b Ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat yang ditinjau, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa; dalam subskrip menunjukkan struktur bawah.
- c Dalam subskrip menunjukkan besaran beton.
- C Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.

- C_v Faktor Respons Gempa vertikal untuk mendapatkan beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen pada unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi.
- C_1 Nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental dari struktur gedung.
- d Dalam subskrip menunjukkan besaran desain atau dinding geser.
- d_i Simpangan horisontal lantai tingkat i dari hasil analisis 3 dimensi struktur gedung akibat beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai-lantai tingkat.
- D_n Beban mati nominal yang dapat dianggap sama dengan beban mati rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
- e Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan kondisi elastik penuh.
- e_d Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.
- E_c Modulus elastisitas beton
- E_n Beban gempa nominal yang nilainya ditentukan oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh faktor daktilitas

struktur gedung μ yang mengalaminya dan oleh faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 yang terkandung di dalam struktur gedung tersebut.

- E_s Modulus elastisitas baja (= 200 GPa)
- f Faktor kuat lebih total yang terkandung di dalam struktur gedung secara keseluruhan, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa nominal.
- f_1 Faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam suatu struktur gedung akibat selalu adanya pembebanan dan dimensi penampang serta kekuatan bahan terpasang yang berlebihan dan nilainya ditetapkan sebesar 1,6.
- f_2 Faktor kuat lebih struktur akibat kehiperstatikan struktur gedung yang menyebabkan terjadinya redistribusi gaya-gaya oleh proses pembentukan sendi plastis yang tidak serempak bersamaan; rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- F_b Beban gempa horisontal nominal statik ekuivalen akibat gaya inersia sendiri yang menangkap pada pusat massa pada taraf masing-masing lantai besmen struktur bawah gedung.

- F_i Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke-i struktur atas gedung.
- F_p Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada titik berat massa unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik dalam arah gempa yang paling berbahaya.
- g Percepatan gravitasi; dalam subskrip menunjukkan momen yang bersifat momen guling.
- i Dalam subskrip menunjukkan nomor lantai tingkat atau nomor lapisan tanah.
- I Faktor Keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh Gempa Rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan penyesuaian umur gedung itu.
- I_1 Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung.
- I_2 Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian umur gedung.
- k Dalam subskrip menunjukkan kolom struktur gedung.
- K_p Nilai koefisien pembesaran respons unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik, bergantung pada ketinggian tempat kedudukannya terhadap taraf penjepitan lateral.

- L_n Beban hidup nominal yang dapat dianggap sama dengan beban hidup rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
- m Jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.
- M Momen lentur secara umum.
- M_{gm} Momen guling maksimum dari struktur atas suatu gedung yang bekerja pada struktur bawah pada taraf penjepitan lateral pada saat struktur atas berada dalam kondisi di ambang keruntuhan akibat dikerahkannya faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur atas, atau akibat pengaruh momen leleh akhir sendi-sendi plastis pada kaki semua kolom dan semua dinding geser.
- M_n Momen nominal suatu penampang unsur struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal, atau akibat pengaruh momen leleh sendi plastis yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 .
- M_y Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada ujung-ujung unsur struktur gedung, kaki kolom dan kaki dinding geser pada saat di dalam struktur tersebut akibat pengaruh Gempa Rencana terjadi pelelehan pertama.
- $M_{y,d}$ Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki dinding geser.
- $M_{y,k}$ Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki kolom.
- n Nomor lantai tingkat paling atas (lantai puncak); jumlah lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan besaran nominal.

N	Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada suatu lapisan tanah; gaya normal secara umum.
N_i	Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada lapisan tanah ke-i.
\bar{N}	Nilai rata-rata berbobot hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah di atas batuan dasar dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
p	Dalam subskrip menunjukkan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
P	Faktor kinerja unsur, mencerminkan tingkat keutamaan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik dalam kinerjanya selama maupun setelah gempa berlangsung.
PI	Indeks Plastisitas tanah lempung.
Q_n	Pembebanan nominal pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban nominal, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor beban.
Q_u	Pembebanan ultimit pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban ultimit, dihasilkan oleh kombinasi beban-beban nominal, masing-masing dikalikan dengan faktor beban.
R	Faktor reduksi gempa, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung

tersebut; faktor reduksi gempa representatif struktur gedung tidak beraturan.

R_m Faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis sistem atau subsistem struktur gedung.

R_n Kekuatan nominal suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan nominal unsur-unsurnya, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor reduksi.

R_u Kekuatan ultimit suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan ultimit unsur-unsurnya, yaitu kekuatan nominal yang masing-masing dikalikan dengan faktor reduksi.

R_x Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-x pada struktur gedung tidak beraturan.

R_y Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-y pada struktur gedung tidak beraturan.

s Dalam subskrip menunjukkan besaran subsistem, struktur atau baja.

S_u Kuat geser niralir lapisan tanah.

S_{ui} Kuat geser niralir lapisan tanah ke-i.

\bar{S}_u Kuat geser niralir rata-rata berbobot dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.

t_i Tebal lapisan tanah ke-i.

T Waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik yang menentukan besarnya Faktor Respons Gempa struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.

- T_1 Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan maupun tidak beraturan dinyatakan dalam detik.
- T_c Waktu getar alami sudut, yaitu waktu getar alami pada titik perubahan diagram C dari garis datar menjadi kurva hiperbola pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- u Dalam subskrip menunjukkan besaran ultimit.
- v_s Kecepatan rambat gelombang geser.
- \bar{v}_s Kecepatan rambat rata-rata berbobot gelombang geser dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
- v_{si} Kecepatan rambat gelombang geser di lapisan tanah ke-i.
- V Beban (gaya) geser dasar nominal statik ekuivalen akibat pengaruh Gempa Rencana yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan tersebut.
- V_e Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan.
- V_m Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung dalam kondisi di ambang keruntuhan dengan pengerahan faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur gedung.

- V_n Pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk struktur gedung dengan tingkat daktilitas umum; pengaruh Gempa Rencana pada saat di dalam struktur terjadi pelelehan pertama yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 .
- V_s Gaya geser dasar nominal akibat beban gempa yang dipikul oleh suatu jenis subsistem struktur gedung tertentu di tingkat dasar.
- V_t Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung dan yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons atau dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu.
- V_x^o Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-x di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
- V_y^o Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-y di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
- V_1 Gaya geser dasar nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung.
- w_n Kadar air alami tanah.

- W_b Berat lantai besmen struktur bawah suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- W_i Berat lantai tingkat ke- i struktur atas suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- W_p Berat unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
- W_t Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- x Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip).
- y Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip); dalam subskrip menunjukkan pembebanan pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung atau momen yang bersifat momen leleh.
- z_i Ketinggian lantai tingkat ke- i suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
- z_n Ketinggian lantai tingkat puncak n suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
- z_p Ketinggian tempat kedudukan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik terhadap taraf penjepitan lateral.
- β (beta) Indeks kepercayaan (*reliability index*), suatu bilangan yang bila dikalikan dengan deviasi standar distribusi besaran $\ln (R_u/Q_u)$, kemudian dikurangkan dari nilai rata-rata besaran tersebut, menghasilkan suatu nilai

besaran itu yang probabilitas untuk dilampauinya terbatas pada suatu persentase tertentu, di mana R_u adalah kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan Q_u adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.

- γ (gamma) Faktor beban secara umum.
- γ_D (gamma-D) Faktor beban untuk beban mati nominal.
- γ_E (gamma-E) Faktor beban untuk beban gempa nominal.
- γ_L (gamma-L) Faktor beban untuk beban hidup nominal.
- δ_m (delta-m) :Simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.
- δ_y (delta-y) :Simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- ζ (zeta) :Koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung, bergantung pada Wilayah Gempa.
- η (eta): Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- μ (mu) :Faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat

mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.

μ_m (mu-m) Nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu sistem atau subsistem struktur gedung.

ξ (ksi) : Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

σ (sigma) Deviasi standar distribusi besaran $\ln (R_u/Q_u)$, di mana R_u adalah

kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan Q_u adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.

Σ (sigma) Tanda penjumlahan.

ϕ (phi): Faktor reduksi kekuatan secara umum.

ψ (psi): Koefisien pengali dari percepatan puncak muka tanah (termasuk faktor keutamaannya) untuk mendapatkan faktor respons gempa vertikal, bergantung pada Wilayah Gempa.

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Respons Spektrum Gempa Rencana	17
Gambar 2.2 kombinasi Arah Beban Gempa	20
Gambar 2.3 Kolom Kuat Balok Lemah	22
Gambar 2.4 Wilayah Gempa Indonesia Dengan percepatan Puncak Batuan Dasar dengan Perioda Ulang 500 Tahun.....	23
Gambar 2.5 Diagram Regangan Tegangan.....	38
Gambar 2.6 Penampang Potongan Balok Persegi	44
Gambar 2.7 Penampang Balok T	45
Gambar 2.8 Balok T Dengan $a \leq hf$	46
Gambar 2.9 Balok T Dengan $a > hf$	48
Gambar 2.10 Diagram Geser	53
Gambar 2.11 Jenis-Jenis Kolom.....	57
Gambar 2.12 Kolom menerima Beban Dengan Eksentrisitas yang Terus Diperbesar.....	58
Gambar 2.13 Tegangan dan Regangan Kolom Persegi	62
Gambar 2.14 Tegangan dan regangan Kolom Bundar	64
Gambar 2.15 Diagram Interaksi M-N Suatu Penampang Kolom Bulat	65
Gambar 2.16 Kolom Dengan Tulangan Spiral.....	69
Gambar 2.17 Susunan Sambungan Tulangan Dalam Kolom	69
Gambar 2.18 Nomogram Faktor Panjang Efektif Kolom.....	71
Gambar 2.19 Persyaratan Penulangan Komponen lentur pada SRPMK.....	78

Gambar 2.20 Tipikal Sambungan Lewatan (SL)	79
Gambar 2.21 Sambungan Lewatan dan Senggang Tertutup pada SRPM	80
Gambar 2.22 Penulangan Transversal Untuk Komponen Lentur Pada SRPMK 80	
Gambar 2.23 “Strong Column Weak Beam”Persyaratan Rangka Pada SRPMK 81	
Gambar 2.24 Tipikal Detail Sambungan Lewatan Kolom Pada SRPMK	83
Gambar 2.25 Syarat Pengekangan Ujung-Ujung Kolom Penulangan Hoops	84
Gambar 2.26 Luas Efektif Dari HBK.....	86
Gambar 2.27 Geser Horizontal Dalam HBK	85
Gambar 2.28 Desain Gaya Geser Balok	87
Gambar 2.29 Gaya Geser Rencana Untuk Kolom Pada SRPMK	88
Gambar 3.1 Beban Gempa.....	107
Gambar 3.2 Beban Gempa dan Spectrum Parameter	109
Gambar 3.3 Beban Gempa dan Define Spectrum Pairs.....	110
Gambar 3.4 Portal 3D dalam Bentuk Isometric	112
Gambar 3.5 Render Portal 3D Tampak Depan	113
Gambar 3.6 Potongan Lantai 2.....	114
Gambar 3.7 Potongan Lantai 3.....	115
Gambar 3.8 Potongan Lantai 4.....	116
Gambar 3.9 Potongan Lantai 5.....	117
Gambar 3.10 Potongan Lantai 6.....	118

Gambar 3.11 Potongan Lantai 7.....	119
Gambar 3.12 Potongan Lantai 8.....	120
Gambar 3.13 Potongan Lantai 9.....	121
Gambar 3.14 Potongan Lantai 10.....	122
Gambar 3.15 Potongan Lantai 11.....	123
Gambar 3.16 Respons Spectrum Gempa Rencana.....	127

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Faktor Keutamaan I Untuk berbagai kategori Gedung dan Bangunan	18
Tabel 2.2 Parameter Daktilitas Struktur Gedung	25
Tabel 2.3 Jenis-Jenis Tanah	26
Tabel 2.4 Faktor Daktilitas Maksimum,Faktor Reduksi Gempa Maksimum,Faktor Tahanan Lebih Struktur dan Faktor Tahanan Lebih Total beberapa Jenis Sistem dan Subsistem Struktur gedung	27
Tabel 2.5 Koefisien ' Yang Membatasi Waktu Getar alami Fundamental Struktur Gedung.....	36
Tabel 3.1 Tabel Untuk Pembebanan Struktur.....	105
Tabel 3.2 Beban gempa Dinamik Arah X,Z,dan Y	108
Tabel 3.3 Berat dan Koordinat lantai 2	114
Tabel 3.4 Berat dan Koordinat Lantai 3	115
Tabel 3.5 Berat dan Koordinat Lantai 4	116
Tabel 3.6 Berat dan Koordinat Lantai 5	117
Tabel 3.7 Berat dan Koordinat Lantai 6	118
Tabel 3.8 Berat dan Koordinat Lantai 7	119
Tabel 3.9 Berat dan Koordinat Lantai 8	120
Tabel 3.10 Berat dan Koordinat Lantai 9	121
Tabel 3.11 Berat dan Koordinat Lantai 10	122

Tabel 3.12 Berat dan Koordinat Lantai 11	123
Tabel 3.13 Koordinat Per Lantai	124
Tabel 3.14 Berat Bangunan Per Lantai.....	125
Tabel 3.15 Koefisien Wilayah Gempa	126
Tabel 3.16 Koordinat Per Lantai	128
Tabel 3.17 Analisa s Akibat Gempa	130
Tabel 3.18 Penimbangan Lateral (Drift).....	133
Tabel 4.1 Diagram Interaksi Kolom No 505	190
Tabel 5.1 Kontrol Drift Struktur Dengan Adanya Perubahan Penampang Kolom 204	205
Tabel 5.2 Data Perbandingan Tulangan Eksisting Dengan Redesign Kolom Bulat,Portal Line 2 Yang Ditinjau	205
Tabel 5.3 Data Pembanding Senggang Diluar Daerah Sendi Plastis	206
Tabel 5.4 Data Pembanding Senggang Daerah Sendi Plastis	206

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Tinjauan Umum

Seiring dengan pesatnya perkembangan pembangunan yang sudah menyebar hampir di seluruh kota-kota besar di Indonesia, banyak didirikannya bangunan-bangunan bertingkat sebagai penunjang dalam proses peningkatan kekuatan dalam persaingan global dibidang IPTEK maupun industry, baik yang dilakukan oleh pihak pemerintah maupun dari pihak swasta. Dilihat dari letak geografis Indonesia termasuk daerah dengan tingkat resiko gempa yang cukup tinggi. Hal ini disebabkan karena wilayah Indonesia berada diantara empat sistem tektoni yang aktif, yakni tapal batas lempeng Eurasia, lempeng Indo-Australia, lempeng Filipina dan lempeng Pasifik. Oleh sebab itu, dalam merencanakan gedung-gedung bertingkat hendaknya direncanakan agar dapat menahan beban lateral gempa.

Dalam perencanaan bangunan bertingkat masalah yang timbul adalah kemampuan struktur tersebut sebagai kesatuan sistem bangunan untuk menahan beban lateral, disamping berat sendiri dari struktur tersebut. Oleh karena itu diperlukan pengetahuan dalam perencanaan struktur yang tahan terhadap beban gravitasi dan beban gempa.

Perencanaan stuktur bangunan tidak hanya memperhitungkan keamanan dan ketahanan sturuktur itu sendiri untuk menahan beban-beban yang bekerja pada stuktur tersebut. Tapi juga harus memberiakan rasa aman dan nyaman bagi orang yang berada pada bangunan tersebut. Maka disini perencana tidak hanya memperhitungkan keamanan dan kenyamanan struktur saja tapi juga harus

mengutamakan asas kemanusiaan, yaitu bila bangunan terkena gempa yang kuat melampaui batas rencana, bangunan tidak langsung runtuh sehingga tidak memakan korban jiwa. Tapi bangunan sekunder seperti kaca, kusen dan lain-lain boleh rusak, karena bangunan sekunder tersebut tidak mempengaruhi struktur utama. Disini kita sebagai perencana dituntut agar bisa merencanakan bangunan tahan gempa yang tidak hanya bisa tahan terhadap gempa tapi juga memberikan keamanan bagi manusia, asset-aset penting dan lain sebagainya yang ada didalam bangunan tersebut.

1.2 Latar Belakang

Pada umumnya suatu perencanaan struktur di Indonesia terutama gedung 11 lantai seperti gedung perkantoran, gedung sekolah, gedung hunian dan lain sebagainya, menggunakan desain kolom persegi untuk menahan kekuatan balok-balok utamanya. Berbagai macam desain kolom persegi yang digunakan menggunakan dimensi yang berbeda-beda sesuai dengan fungsi bangunan dan beban yang dipikul pada bangunan tersebut. Akan tetapi terdapat beberapa elemen struktur yang menggunakan desain kolom bulat atau lingkaran.

Adanya perbedaan yang mendasar dari desain kolom persegi dan kolom bulat/lingkaran dimana kolom bulat yang berpenampang spiral lebih efektif dibandingkan dengan sengkang persegi dalam hal meningkatkan kekuatan kolom (*Jack C McCormac, 2003:278*). Selain itu kolom bulat dengan tulangan spiral mempunyai daktilitas lebih baik dibandingkan kolom persegi yang mempunyai bentuk sengkang tunggal dengan jarak antara yang relatif besar, sehingga adanya spiral ini mempengaruhi baik beban batas maupun keruntuhan

dibandingkan dengan kolom yang sama tetapi memakai sengkang (*George Winter dan Arthur H Nielson, 2003:313*).

Dalam proposal skripsi ini penulis ingin mengetahui bagaimana kekuatan kolom bulat yang bisa menahan beban gedung beton bertulang 11 lantai ini. Gedung fakultas Hukum Pascasarjana Universitas Brawijaya merupakan bangunan bertingkat sebelas lantai, dimana fungsi gedung ini adalah sebagai gedung perkuliahan, pada pelaksanaan pekerjaannya gedung ini menggunakan kolom struktur persegi.

Pada penyusunan tugas skripsi ini penulis merubah desain kolom persegi menjadi kolom bulat/lingkaran, dengan tidak merubah desain lain yang telah ada pada gedung ini seperti desain balok, tebal plat, mutu beton, mutu baja, pondasi, tangga, dan sebagainya. Perubahan yang dilakukan dengan mendasari perencanaan awal dengan tidak merubah desain awal gedung, dimana analisa ini hanya merubah desain kolom persegi menjadi kolom bulat sehingga diperoleh bagaimana kekuatan gedung tersebut dengan aplikasi kolom bulat.

1.3 Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang akan di bahas dalam tugas skripsi ini antara lain:

- a) Berapa dimensi kolom bulat dan balok yang mampu menahan beban gempa rencana yang bekerja dan formasi penulangan pada elemen struktur kolom bulat?
- b) Kontrol drift struktur dengan adanya perubahan penampang kolom?
- c) Bagaimana gambar detail penulangan kolom bulat?

1.4 Tujuan

Adapun tujuan yang ingin dicapai dalam tugas akhir ini antara lain:

- a. Untuk mengetahui ukuran penampang balok dan kolom yang mampu menahan beban gempa rencana yang bekerja dan formasi penulangan pada elemen struktur kolom.
- b. Untuk mengontrol besarnya simpangan antar lantai (drift) bangunan.
- c. Untuk menggambar penulangan lebih detail supaya bisa mengetahui tulangan tekan dan tarik pada kolom dan balok.

1.5 Batasan Pembahasan

Ruang lingkup pembahasan Proposal Skripsi ini dibatasi pada:

- a) struktur yang ditinjau hanya struktur atas (upper structure) saja;
- b) meninjau kolom berpenampang bulat dengan tulangan longitudinal dan tulangan spiral
- c) Design tulangan hanya meliputi perhitungan balok dan kolom;
- d) Portal yang ditinjau line 2
- e) Menggunakan analisa gempa dinamis

Dalam penyusunan ini sepenuhnya berpedoman pada peraturan-peraturan yang berlaku di Indonesia. Peraturan dan metode yang digunakan adalah sebagai berikut:

1. Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI 03-2847-2002) dilengkapi penjelasan (S-2002).
2. Standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung (SNI-1726-2002)
3. Perhitungan statika menggunakan program STAAD Pro 3 dimensi.

BAB II

LANDASAN TEORI

2.1 Uraian Umum

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (*frame*) struktur yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban-beban dari elevasi atas ke elevasi yang lebih bawah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui fondasi. Karena kolom merupakan komponen tekan, maka keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan *collapse* (runtuhnya) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh bats total (ultimate total collapse) seluruh stukturnya.

Keruntuhan kolom sturuktur merupakan hal yang sangat berarti ditinjau dari segi ekonomi maupun segi manusiawi. Oleh karena itu dalam merencanakan kolom perlu lebih waspada, yaitu dengan memberikan kekuatan cadangan yang lebih tinggi dari pada yang dilakukan pada balok dan elemen struktur horizontal lainnya, terlebih lagi karena keruntuhan tekan tidak memberikan peringatan awal yang cukup jelas. (*sumber Dr. Edward G. Nawy, P.E. Beton Bertulang*)

Peraturan ACI mensyaratkan faktor reduksi kekuatan yang jauh lebih kecil dibandingkan dengan faktor-faktor dalam desain lentur, geser, maupun torsi. Kemungkinan gagal (*probability of failure*) dan keandalan tampilan (*reliability of performance*) memberikan tambahan bahwa dalam desain batang tekan diperlukan kekuatan cadangan yang jauh lebih besar.

Keserasian tegangan dan regangan yang digunakan dalam analisis (atau

desain) yang dapat diterapkan juga pada kolom. Akan tetapi, di sini ada suatu faktor baru (selain momen lentur) yang ikut masuk dalam perhitungan, yaitu adanya gaya tekan. Karena itu, perlu ada penyesuaian dalam menyusun persamaan-persamaan keseimbangan penampang dengan meninjau kombinasi gaya tekan dan momen lentur.

Banyaknya penulangan dalam hal balok telah dikontrol agar balok dapat berperilaku daktail. Dalam hal kolom, beban aksial biasanya dominan sehingga keruntuhan berupa keruntuhan tekan sulit dihindari.

Apabila beban pada kolom bertambah, maka retak akan banyak terjadi di seluruh tinggi kolom pada lokasi-lokasi tulangan sengkang atau spiral. Dalam keadaan batas keruntuhan (*limit state of failure*) selimut beton di luar sengkang (pada kolom bersengkang) atau di luar spiral (pada kolom berspiral) akan lepas sehingga tulangan memanjangnya akan mulai kelihatan. Apabila beban terus bertambah, maka terjadi keruntuhan dan tekuk lokal (*local buckling*) tulangan memanjang pada panjang tak tertumpu sengkang atau spiral. Dapat dikatakan bahwa dalam keadaan batas keruntuhan, selimut beton lepas dahulu sebelum lekatan baja beton hilang.

Seperti halnya balok, kekuatan kolom dievaluasi berdasarkan prinsip-prinsip dasar sebagai berikut:

1. Distribusi regangannya linier di seluruh tebal kolom
2. Tidak ada gelincir antara beton dengan tulangan baja (ini berarti regangan pada baja sama dengan regangan pada beton yang mengelilinginya)
3. Regangan beton maksimum yang diizinkan pada keadaan gagal

4. (untuk perhitungan kekuatan) adalah 0,003 mm
5. Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam perhitungan.

2.2 Bangunan Tahan Gempa

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana semua unsur struktur gedung, baik bagian dari subsistem struktur gedung maupun bagian dari sistem struktur gedung seperti rangka (portal), dinding geser, kolom balok, lantai, lantai tanpa balok (lantai cendawan) dan kombinasinya, harus diperhitungkan memikul pengaruh gempa rencana, sehingga struktur yang direncanakan tidak akan mengalami kerusakan pada waktu menahan beban gempa yang kecil atau sedang dan tidak akan mengalami keruntuhan yang fatal ketika terjadi gempa yang kuat. Struktur yang direncanakan harap mampu bertahan oleh beban bolak-balik memasuki perilaku inelastik tanpa mengurangi kekuatan yang berarti. Karena itu, selisih energi beban gempa harus mampu disebarkan dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam bentuk kemampuan ini yang disebut sebagai kemampuan daktilitas struktur.

Daktilitas juga dapat diartikan kemampuan suatu struktur gedung yang untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali di bolak-balik akibat gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup,

sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri walaupun sudah berada dalam kondisi ambang keruntuhan.

Perencanaan bangunan gedung pada tugas akhir ini adalah stuktur yang direncanakan mampu berperilaku daktail dengan tingkat daktilias parsial (daktilitas dua dengan $\mu = 1,5 - 5$). Untuk mendapatkan suatu struktur yang mampu berperilaku dektail dengan tingkat daktilitas parsial maka dalam skripsi ini perencanaan struktur gedung “ Fakultas Hukum Pascasarjana Universitas Brawijaya Malang” direncanakan ulang dengan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK).

Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan desain suatu struktur diantaranya:

1. Kemampuan Layan

dalam perencanaan, struktur yang di desain tersebut harus dapat menahan beban tanpa kelebihan tegangan pada material dan mempunyai deformasi yang masih dalam batas-batas yang diijinkan. Pemilihan ukuran dan elemen yang dipilih merupakan penentu utama dalam menahan kemampuan layan tersebut

2. Efisiensi

Prisip utama perencanaan desain struktur dalam bidang konstruksi adalah bagaimana mendesain bangunan yang kuat dan aman namun dengan biaya yang relative murah (ekonomis).

3. Daktilitas

Kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastis yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelemahan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekuatan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri, walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan.

4. Konstruksi

Tinjauan konstruksi sering dipengaruhi struktural dimana penggunaan elemen-elemen struktural akan efisien apabila material yang digunakan mudah didapat dan dibuat.

Desain struktur harus mencakup:

a. Keamanan

Struktur yang didesain harus aman dan kuat pada struktur akan mencakup beban-beban yang bekerja padanya yaitu beban mati (berat sendiri), beban hidup (manusia, angin, dll) dan beban gempa.

b. Kekakuan

dalam perencanaan suatu gedung perlu diperhitungkan kekuatannya agar didapat struktur yang kuat dan dapat memperkuat struktur saat terjadi gempa. Kekuatan merupakan syarat mutlak yang harus sangat dipikirkan oleh perencana dan merencanakan suatu bangunan struktur. Karena suatu struktur

tidak akan dapat diterima jika bangunan tersebut tidak kaku walaupun sangat kuat.

2.3 Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat

Pusat massa lantai tingkat suatu struktur gedung adalah titik tangkap *resultant* beban hidup yang sesuai, yang bekerja pada lantai tingkat itu. Pada perencanaan struktur gedung, pusat massa adalah titik tangkap beban gempa statik ekuivalen atau gaya gempa dinamik.

Pusat rotasi lantai tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat itu yang bila suatu beban horisontal bekerja padanya, lantai tingkat tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi, sedangkan lantai-lantai tingkat lainnya yang tidak mengalami beban horisontal semuanya berotasi dan bertranslasi.

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat (e) harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b , maka eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

– Untuk $0 < e \leq 0,3 b$:

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \text{ atau } e_d = e - 0,05 b$$

dan pilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang di tinjau :

- Untuk $e > 0,3 b$

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \text{ atau } e_d = 1,17 e - 0,1 b$$

dipilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur subsistem struktur gedung yang di tinjau.

Dimana :

e = Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung dalam subskrip menunjukkan kondisi elastik penuh.

e_d = Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.

b = ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana e_d antar pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat menurut pasal 5.4.3. harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi. (*sumber : Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung SNI-1726-2002*)

Pada objek proyek ini bentuknya cenderung simetris menyebabkan Pusat Massa (Center of Mass) terhadap Pusat Kekakuan (Center of Rigidity) cenderung kemungkinan berimpit maka, akan tetapi efek eksentrisitas perlu ditinjau untuk mengetahui apakah diperlukan suatu eksentrisitas rencana. Dan

perlu dianalisa apakah puntir yang mungkin ditimbulkan oleh efek eksentrisitas rencana tadi berpengaruh terhadap dinding geser.

2.4 Pengertian Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Yang dimaksud dengan sistem rangka pemikul momen menurut buku “Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa” oleh Prof. Ir. Raohmat Purwono, M.Sc adalah suatu sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur dan joint-jointnya menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser dan aksial. Ada 3 jenis sistem rangka pemikul momen yaitu SRPMB, SRPMM, SRPMK yang dapat diterapkan dalam perencanaan struktur gedung yang ditinjau dari Wilayah Gempa (WG) dan Resiko Gempa (RG) struktur tersebut, pembagiannya adalah sebagai berikut:

a. WG 1 dan 2 atau RG Rendah

Suatu struktur yang berada di WG 1 dan 2 dapat direncanakan dengan sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB) dan harus memenuhi persyaratan desain SNI -2847-2002 pasal 3 s/d 4, yaitu: khusus pendetailan.

b. WG 3 dan 4 atau RG Menengah

Untuk memikul gaya-gaya akibat gempa didaerah dengan resiko menengah, yaitu Wilayah Gempa (WG) 3 dan 4 menurut SNI -2847-2002 pasal 23.2 (1(3)), harus digunakan:

- Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)
- Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

- Sistem Dinding Struktur Biasa (SDSB) atau Sistem Dinding Struktur Khusus (SDSK)

c. WG 5 dan 6 RG Tinggi

Daerah dengan resiko gempa tinggi yaitu WG 5 dan 6, sesuai SNI -2847-2002 pasal 23.2 (1(4)) untuk memikul gaya akibat gempa harus menggunakan :

- Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
- Sistem Dinding Struktur Khusus(SDSK) dan diafragma serta rangka batang sesuai pasal 23.2 sampai dengan pasal 23.8.

Karena gedung “ Fakultas Hukum Pascasarjana Universitas Brawijaya” berada di kota malang yang menurut SNI-1726-2002 gambar 2.1 berada diwilaya 3 dan 4. Namun dalam penyusunan tugas akhir ini penulis akan meredesign ulang dan di bangun di wilayah gempa 6 yang mempunya resiko gempa sangat tinggi, maka gedung “ Fakultas Hukum Pascasarjana Universitas Brawijaya”digunakan sistem rangka pemikul momen khusus (SRPMK). Hal ini dimaksudkan agar kami dapat merencanakan struktur dengan syarat-syarat pendetailan secara khusus dan lebih teliti dalam perencanaannya dibandingkan dengan sistem rangka pemikul momen menengah (SRPMM) sehingga akan didapat suatu struktur yang mampu berperilaku daktail secara penuh ketika menahan gaya gempa.

2.5 Ketentuan Perencanaan Pembebanan

Perencanaan pembebanan ini digunakan beberapa acuan standar sebagai berikut:

- 1) Tata cara perhitungan struktur beton untuk bangunan gedung (SNI 03-2847-2002);
- 2) Standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktu bangunan gedung (SNI 1726-2002);
- 3) Pedoman perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung (SKBI - 1987);

2.5.1 Pembebanan

Berdasarkan peraturan-peraturan diatas, struktur sebuah gedung harus direncanakan kekuatannya terhadap beban-beban berikut:

1. Beban Mati (*Dead Load*), dinyatakan dengan lambang DL;
2. Beban Hidup (*Live Load*), dinyatakan dengan lambang LL;
3. Beban Gempa (*Earthquake Load*), dinyatakan dengan lambang E;
4. Beban Angin (*Wind Load*), dinyatakan dengan lambang W.

2.5.2 Deskripsi Pembebanan

Beban-beban yang bekerja pada struktur bangunan ini adalah sebagai berikut:

2.5.2.1 Beban Mati (DL)

Beban mati yang diperhitungkan dalam struktur gedung bertingkat ini merupakan berat sendiri elemen struktur bangunan yang memiliki fungsi struktural menahan beban. Beban dari berat sendiri elemen-elemen tersebut diantaranya sebagai berikut:

- Beton $= 2400 \text{ kg/m}^3$
- Berat keramik 1.2 cm tebal $= 21 \text{ kg/m}^2$

- Plafond + penggantung $= 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat Pasangan batu merah $= 1700 \text{ kg/m}^3$

Beban tersebut harus disesuaikan dengan volume elemen struktur yang akan digunakan. Karena analisa dilakukan dengan program STAAD Pro, maka berat sendiri akan dihitung secara langsung.

2.5.2.2 Beban Hidup (LL)

Beban hidup yang diperhitungkan adalah beban hidup selama masa layan. Beban hidup selama masa konstruksi tidak diperhitungkan karena diperkirakan beban hidup masa layan lebih besar daripada bebah hidup pada masa kontruksi. Beban hidup yang direncanakan adalah sebagai berikut:

a) Beban Hidup Pada lantai Gedung

Beban hidup yang yang digunakan mengacu pada standar pedoman pembebanan yang ada yaitu sebesar 250 kg/m^2

b) Beban Hidup Pada Atap Gedung

beban hidup yang digunakan mengacu pada standar pedoman pembebanan yang ada yaitu sebesar 100 kg/m^2

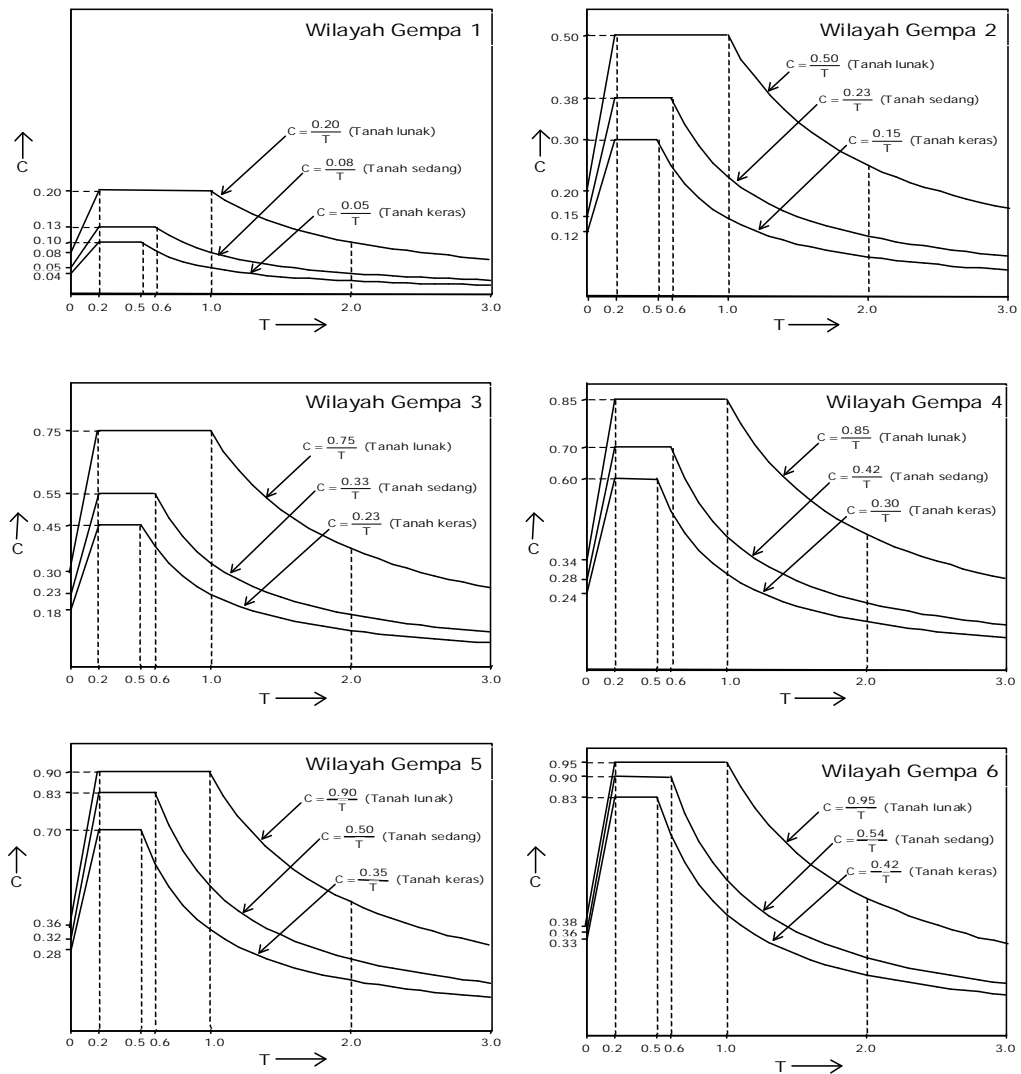
2.5.2.3 Beban Angin

Beban agin adalah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara.

2.5.2.4 Beban Gempa (E)

Beban gempa adalah beban yang timbul akibat percepatan getaran tanah pada saat gempa terjadi. Untuk merencanakan struktur bangunan tahan gempa, perlu diketahui percepatan yang terjadi pada batuan dasar. Berdasarkan hasil penelitian yang telah dilakukan, wilayah Indonesia dapat dibagi ke dalam 6 wilayah zona gempa.

Struktur bangunan yang akan direncanakan terletak pada wilayah gempa 6. Berikut ini adalah grafik dan table Respons Spektra pada wilayah gempa zona 6 untuk kondisi tanah lunak, sedang, dan keras.



Gambar 2.1 Respons Spektrum Gempa Rencana

(sumber: SNI 1726-2002 hal. 21)

Menurut peraturan SNI-03-1726-2002 untuk menentukan beban gempa diperlukan data-data antara lain :

1. Faktor keutamaan (I)

$$I = I_1 \cdot I_2$$

dimana :

I = faktor keutamaan

I_1 = faktor keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa selama umur gedung.

I_2 = faktor keutamaan untuk menyelesaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian umur gedung.

Adapun faktor-faktor keutamaan I_1 , I_2 , I sebagai berikut :

Tabel 2.1: Faktor Keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan

Kategori Gedung	Faktor Keutamaan		
	I_1	I_2	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan, dan perkantoran	1.0	1.0	1.0
Momen dan bangunan monumental	1.0	1.6	1.6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi	1.4	1.0	1.4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun	1.6	1.0	1.6
Cerobong, tangki diatas menara	1.5	1.0	1.5

Catatan :

Untuk semua struktur bangunan gedung yang ijin penggunaannya diterbitkan sebelum berlakunya Standar ini maka Faktor Keutamaan, I, dapat dikalikan 80%.

Sumber Tabel 2.1 : SNI 03-1726-2002 hal 7

Analisa yang digunakan dalam perencanaan gempa ini adalah metode analisis gempa dinamik yang bekerja pada gedung yang menirukan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut.

Menurut pedoman perencanaan ketahanan gempa untuk rumah dan gedung di Indonesia (1987), analisa dinamis harus dilakukan untuk gedung-gedung berikut:

1. Gedung-gedung yang strukturnya tidak beraturan
2. Gedung-gedung dengan loncatan-loncatan bidang muka besar,
3. Gedung-gedung dengan kekakuan yang tidak merata,
4. Gedung-gedung yang tingginya lebih dari 40 m,
5. Gedung-gedung yang bentuk, ukuran dan penggunaannya tidak umum.

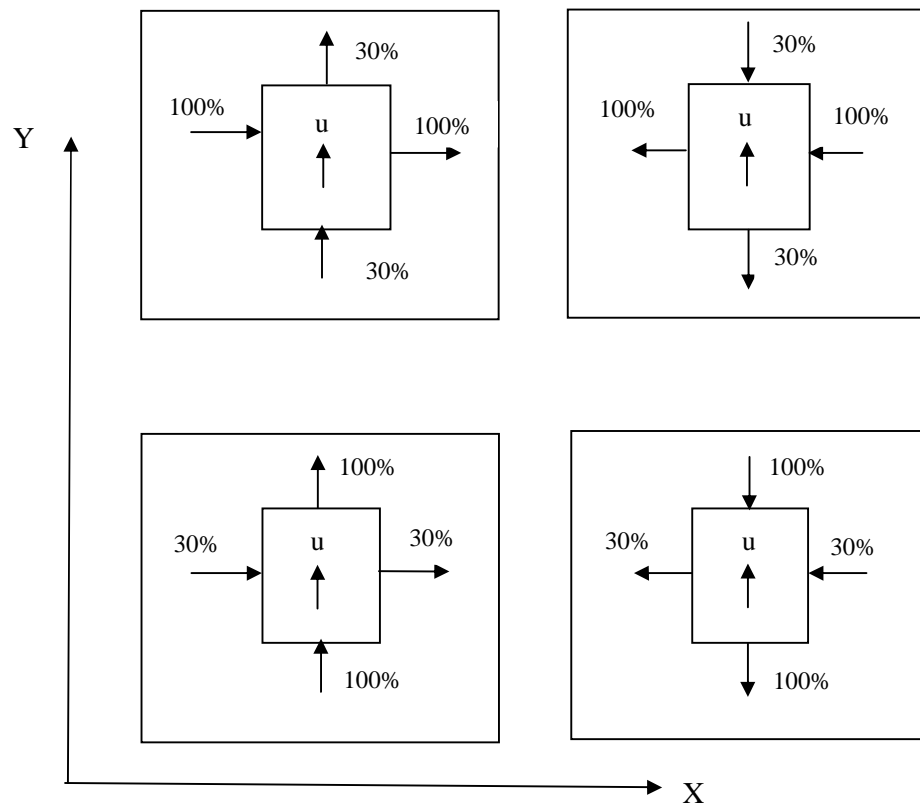
2.5.2.5 Arah Pembebanan Gempa

Dalam perencanaan struktur gedung, arah utama pengaruh gempa rencana harus ditentukan sedemikian rupa, sehingga pengaruh terbesar terhadap unsure-unsur subsistem dan system struktur secara keseluruhan.

Untuk menstimulasikan arah pengaruh gempa rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa

dalam arah utama yang ditentukan harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitasnya hanya 30%. Hal ini telah ditetapkan pada SNI 1726-2002 pasal 5.8.2

Berikut adalah 4 kombinasi gempa



Gambar 2.2 Kombinasi Arah Beban Gempa

2.5.3 Kombinasi Pembebanan

Sesuai dengan yang tertera dalam (SNI 03-2847-2002 pasal 11.2), bahwa struktur dan komponen struktur harus direncanakan hingga semua penampang mempunyai kuat rencana minimum sama

dengan kuat perlu, yang dihitung berdasarkan kombinasi dan gaya terfaktor yang sesuai dengan ketentuan:

- Kuat perlu U untuk beban mati D paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,4 D$$

- Kuat perlu U untuk menahan beban mati D , beban hidup L , dan juga beban atap A atau beban hujan R , paling tidak harus sama dengan

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R)$$

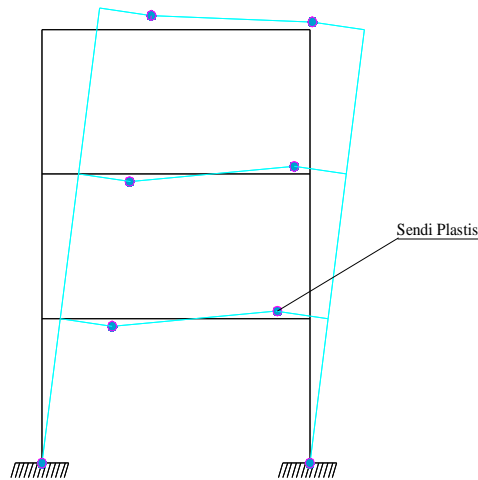
- Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa E harus diperhitungkan dalam perencanaan, maka nilai kuat perlu U harus diambil sebagai

$$U = 1,2 D + 1,0 L \pm 1,0 E$$

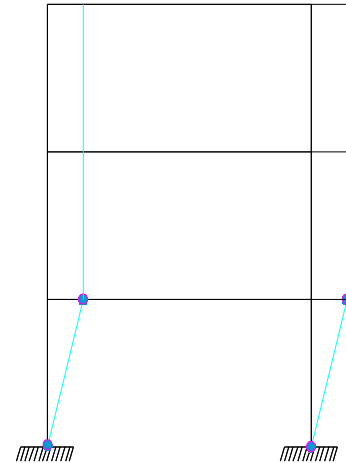
Atau

$$U = 0,9 D \pm 1,0 E$$

Untuk struktur beton bertulang yang berada di wilayah rawan gempa harus didesain khusus sebagai struktur *strong column weak beam* (gambar 2.3). Yang bertujuan agar kolom yang didesain harus lebih kuat dari balok, agar jika saat terjadi gempa yang cukup kuat, walaupun balok mengalami kerusakan yang cukup parah, kolom masih tetap berdiri dan mampu menahan beban-beban yang bekerja.



Gambar 2.3a *Strong column weak beam*

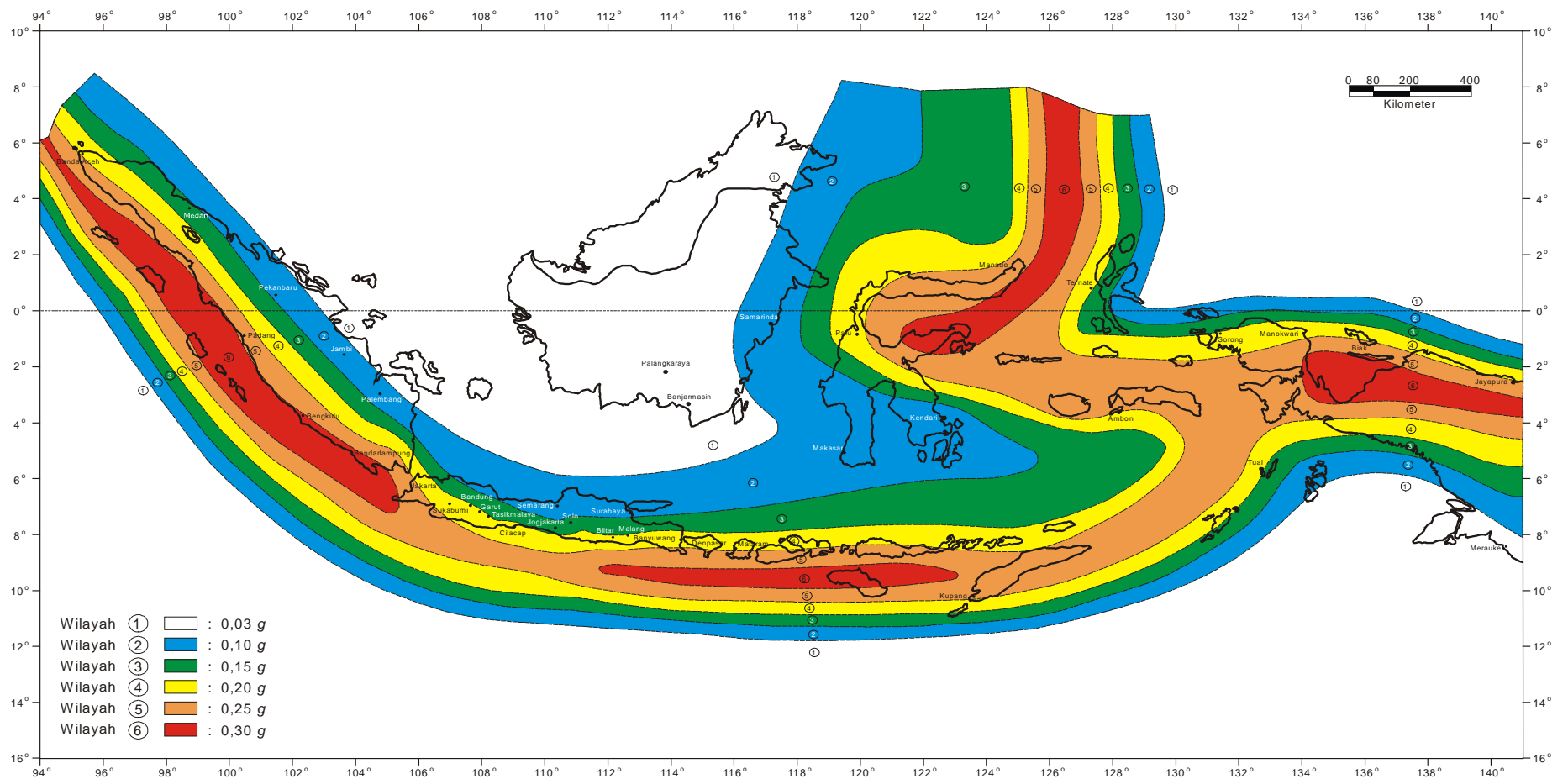


Gambar 2.3b *Strong beam weak column*

Gambar 2.3a diatas menunjukkan keruntuhan Global dimana balok leleh terlebih dahulu sebelum kolom, sedangkan *gambar 2.3b* menunjukkan keruntuhan lokal dimana kolom leleh lebih dahulu sebelum balok.

Dan dalam perencanaan proposal skripsi ini yang direncanakan adalah gambar 2.3a dimana pada saat bangunan dilanda oleh gempa dengan kekuatan yang melebihi kekuatan struktur namun sebelum bangunan itu roboh penghuni masih bisa menyelamatkan diri, karena desain tersebut lebih mengutamakan nyawa manusia (*Humanism Concept Design*).

Menurut peraturan SNI-03-1726-2002 sub bab 4.7.1 Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 wilayah gempa, dimana wilayah gempa 1 & 2 adalah wilayah dengan rasio gempa paling rendah, 3 & 4 adalah wilayah dengan rasio gempa sedang dan wilayah gempa 5 & 6 adalah wilayah dengan rasio gempa paling tinggi. Dibawa ini adalah gambar peta lokasi gempa di Indonesia:



Gambar 2.4. Wilayah Gempa Indonesia dengan percepatan puncak batuan dasar dengan perioda ulang 500 tahun

2.5.4 Faktor Reduksi Gempa Rencana (R)

Faktor Reduksi Gempa adalah rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gempa elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut; faktor reduksi representative struktur gedung tidak beraturan. Faktor Reduksi Gempa dapat diambil menurut tabel 2:

$$1,6 \quad R = \mu \cdot f_I \quad R_m$$

Dimana:

R = faktor reduksi gempa

μ = faktor daktilitas untuk struktur gedung

f_I = faktor kuat lebih beban beton dan bahan 1, 6

R_m = faktor reduksi gempa maksimum

Nilai R dan μ ditetapkan berdasarkan tabel :

Tabel 2.2 Parameter Daktilitas Struktur Gedung

Taraf Kinerja Struktur Gedung	μ	R
Elastik Penuh	1.0	1.6
Daktail Parsial	1.5	2.4
	2.0	3.2
	2.5	4.0
	3.0	4.8
	3.5	5.6
	4.0	6.4
	4.5	7.2
	5.0	8.0
Daktail Penuh	5.3	8.5

2.5.5 Faktor Respon Gempa (C_1)

Nilai respon gempa didapat dari spektrum respon gempa rencana untuk waktu getar alami fundamental (T) dari struktur gedung. Nilai tersebut bergantung pada:

1. Waktu getar alami struktur (T), dinyatakan dalam detik

$$T = 0,06 H^{3/4}$$

Dimana:

H = tinggi struktur bangunan (m)

2. Nilai respons gempa juga tergantung dari jenis tanah. Berdasarkan SNI- 03-1726-2002, jenis tanah dibagi menjadi tiga bagian yaitu tanah keras, sedang dan lunak.

Tabel 2.3 Jenis – jenis tanah

Jenis tanah	Kecepatan rambat gelombang geser rata-rata, \bar{V}_s (m/det)	Nilai hasil Test Penetrasi Standar rata-rata \bar{N}	Kuat geser nalarir rata-rata \bar{S}_u (kPa)
Tanah Keras	$\bar{V}_s \geq 350$	$\bar{N} \geq 350$	$\bar{S}_u \geq 350$
Tanah Sedang	$175 \leq \bar{V}_s < 350$	$15 \leq \bar{N} < 350$	$50 \leq \bar{S}_u < 100$
Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	atau, setiap profil dengan tanah lunak yang tebal total lebih dari 3 m dengan $PI > 20$, $W_n \geq 40 \%$ dan $S_u < 25$ kPa		
Tanah Khusus	Diperlukan evaluasi khusus di setiap lokasi		

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 nilai respons gempa bergantung pada waktu getar alami struktur dan kurvanya ditampilkan dalam spektrum respons gempa.

Tabel 2.4. Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum, faktor tahanan lebih struktur dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung.

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	\sim_m	R_m	f
<p>• Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)</p>	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Betong bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menegah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	\sim_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) 	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
<ul style="list-style-type: none"> Sistem ganda Terdiri dari: 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban 	1. Dinding geser			
	a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	\sim_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) gravitasi; 2) Pemikul beban lateral 	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	\sim_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) 	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen	2. RBE baja			

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	\sim_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari 	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	a. Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	\sim_m	R_m	f
<p>• Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)</p> <p>seluruh beban lateral;</p> <p>3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-</p>	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	b.Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c.Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	4,0	6,5	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	\sim_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi 	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	2,6	4,2	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	\sim_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) 	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	γ_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem rangka pemikul Momen: (sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur) 	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRPMK)	4,0	6,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8

Sumber Tabel 2.2. SNI 03-1726-2002 hal 16

Keterangan tabel :

- μ_m adalah faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- R_m adalah faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis atau subsistem struktur gedung.
- f adalah kuat lebih total yang terkandung di dalam struktur gedung secara keseluruhan, rasio antara beban maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa nominal.

Tabel 2.5. Koefisien ' yang membatasi waktu getar alami

Fundamental struktur gedung

Wilayah Gempa	'
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

Sumber Tabel 2.3. SNI 03-1726-2002 hal 26

2.6 Dasar Perencanaan Balok

metode perkiraan yang digunakan baik untuk balok T murni maupun persegi pada pelaksanaannya dilakukan dengan memperkirakan nilai z yang kemudian digunakan untuk menentukan nilai AS . Cara tersebut dapat digunakan untuk berbagai macam bentuk balok karena bagaimanapun perkiraan rencana tersebut selalu diikuti dan diperiksa dengan proses analisis. Tetapi secara khusus metode tersebut bekerja dengan baik untuk perencanaan balok- T yang bentuk dasarnya sedemikian sehingga titik pusat balok tegangan tekan berlokasi di tempat yang tidak jauh dari tengah-tengah flens sehingga mudah untuk memperkirakan nilai z .

(Istimawan Dipohusodo, Struktur beton bertulang hal :83)

Dalam tugas akhir ini balok didesain dengan menggunakan balok T. adapun beban-beban yang bekerja pada balok tersebut berdasarkan pada peraturan pembebanan yaitu 1983 yang dimodelkan dalam suatu mekanika pembebanan .

➤ Dimensi Balok

- Tinggi balok (h) = $\frac{1}{10}l - \frac{1}{15}l$
- Tinggi balok (b) = $\frac{1}{2}h - \frac{2}{3}h$
- Tinggi efektif balok (d) $d = \text{tinggi balok} - \text{selimut balok} - \frac{1}{2}w$

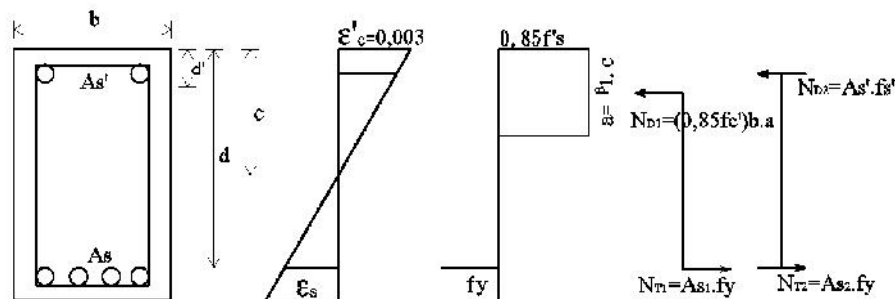
(sumber Ir. Gideon H. Kusuma M. Eng, dasar-dasar perencanaan beton bertulang hal : 104)

2.6.1 Perencanaan Balok dengan Tulangan Tekan dan Tarik (Rangkap)

apabila pengamatan menunjukan bahwa penampang balok persegi pertulangan tarik saja tidak kuat untuk menahan beban tertentu dan ukurannya tidak memungkinkan untuk diperbesar karena alasan tertentu. Bila saja tulangan ditambah, balok akan mendapatkan tulangan tambahan dengan resiko bahwa baja tidak akan melampaui batas leleh. Hal ini berarti, bila beban pada balok ditingkatkan dapat terjadi keruntuhan tiba-tiba karena hancurnya beton pada daerah tekan, resiko ini dapat diatasi dengan memasang tulangan tambahan baik pada daerah tekan, maupun daerah tarik (tulangan rangkap).

Bila $\rho > \rho_{max}$ maka terdapat dua alternative

- Sesuaikan ukuran penampang balok
- Bila tidak memungkinkan, maka dipasang tulangan rangkap.



Gambar 2.5 Diagram Regangan Tegangan

➤ Analisa penampang balok bertulangan rangkap

Langka-langka analisa balok bertulangan rangkap (beton bertulang, Istimawan Dipohusodo, hal 95)

1. Anggap bahwa segenap penulangan meluluh, maka $f_s = f_s' = f_y$,

$$\text{dan } A s_2 = A s'. \quad 2.1$$

2. Dengan menggunakan persamaan pasangan kopel beton tekan dan tulangan baja tarik, dan $A s_1 = A s - A s'$, hitunglah tinggi balok

$$\text{tegangan tekan } a = \frac{(A s - A s') f_y}{(0,85 f_c') b} = \frac{A s \cdot f_y}{(0,85 f_c') b} \quad 2.2$$

3. Tentukan letak garis netral, $c = \frac{a}{S_1} \quad 2.3$

4. dengan menggunakan diagram regangan memeriksa regangan tulangan baja tekan maupun tarik, untuk membuktikan apakah anggapan pada langka awal benar.

$$v_s' = \frac{c - d'}{c} (0,003) \quad 2.4$$

$$v_s = \frac{d - c}{c} (0,003)$$

Dengan menganggap $V_s \geq V_y$, yang berarti tulangan baja tarik leleh meluluh, akan timbul salah satu dari dua kondisi berikut:

a. Kondisi I : $V_s \geq V_y$, menunjukkan bahwa anggapan pada langka awal betul dan tulangan baja tekan leleh.

b. Kondisi II : $V_s \leq V_y$, menunjukkan bahwa anggapan pada langka awal tidak betul dan tulangan baja tekan belum leleh.

Harap dicatat bahwa masih ada dua kemungkinan lagi, salah satunya ialah apabila $V_s < V_y$, yang berarti tulangan baja tarik masih belum melampaui tegangan luluh. Keadaan tersebut termasuk jarang terjadi tetapi terkadang juga timbul pada balok atau plat bertulang rangkap dengan penulangan berlebihan.

❖ Kondisi I

1. Apabila V_s' dan V_s keduanya melampaui V_y , hitunglah kapasitas momen teoritis Mn_1 dan Mn_2 .

Untuk pasangan kopel gaya tekan dan tarik

$Mn_2 = As' f_y (d - d')$. Untuk pasangan kopel gaya beton tekan

dan tulangan tarik: $Mn_1 = As_1 f_y (d - 1/2a)$ dengan demikian

$$Mn = Mn_1 - Mn_2$$

2. $M_R = \phi Mn$

3. Pemeriksaan syarat daktilitas dengan membuktikan bahwa rasio penulangan (...) pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan baja

tarik tidak melampaui $0,75 \dots_b$, atau membuktikan bahwa luas

penampang tulangan baja tarik tidak lebih dari $As_{(maxs)}$

❖ Kondisi II

1. jika $V_s' < V_y$, dan $V_s \geq V_y$, untuk mendapatkan nilai c

digunakan persamaan sebagai berikut:

$$(0,85fc'b.S_1)c^2 + (600.As' - As.fy)c - 600.d'.As' = 0 \quad 2.5$$

Dapatkan nilai c dari persamaan kuadrat baik dengan cara biasa maupun pendekatan

2. menghitung tegangan pada tulangan baja tekan,

$$fs' = \frac{c - d'}{c} (600) \quad 2.6$$

3. dapatkan a dengan menggunakan persamaan $a = S_1.c$

4. menghitung gaya-gaya tekan $N_{D1} = (0,85.fc')b.a$.

$$N_{D2} = As'.fs' \quad 2.7$$

Kemudian diperiksa dengan menghitung gaya tarik,

$$N_T = As.fy \text{ dimana } N_T \text{ harus sama dengan } N_{D1} + N_{D2}$$

5. menghitung kuat momen tahanan ideal untuk masing-masing kopel,

$$Mn_1 = N_{D1}(d - 1/2a)$$

$$Mn_2 = N_{D2}(d - d') \quad 2.8$$

$$Mn = Mn_1 + Mn_2$$

6. $M_R = W.Mn$

7. Pemeriksaan syarat daktilitas dengan membuktikan bahwa rasio penulangan pasangan kopel gaya beton bertulang tidak melampaui $0,75 \rho_b$ dan A_{s1} dihitung berdasarkan keadaan bahwa tekanan pada tulangan baja tekan belum mencapai f_y ,

$$A_{s1} = A_s' - \frac{A_s' \cdot F_s'}{f_y} \text{ dan } \rho_{aktual} = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \quad 2.9$$

Atau persyaratan daktilitas diperiksa dengan membandingkan A_s dengan A_s (maks), dimana dilakukan penyelidikan apakah kondisi seimbang tercapai.

➤ Langkah-langka perencanaan balok bertulang rangkap adalah sebagai berikut (*beton bertulang, Istimawan Dipohusodo, hal 100*)

Ukuran balok penampang sudah ditentukan:

1. Anggap bahwa $d = h - 100$
2. Menghitung momen rencana total M_u ,
3. Menghitung rasio penulangan pasang kopel gaya beton tekan dan tulangan tarik, $\rho = 0,90(\rho_{maks}) = 0,90(0,75 \rho_b)$. Nilai ρ tersebut digunakan untuk mencapai k pada tabel
4. Menentukan kapasitas momen dari pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan baja tarik. $M_u = w \cdot b \cdot a^2 \cdot k$ menghitung tulangan baja tarik diperlukan untuk pasangan kopel gaya beton tekan dan tulangan baja tarik $A_{s1perlu} = \rho \cdot b \cdot d$

5. Menghitung selisih momen, atau momen yang harus ditahan oleh pasangan gaya tulangan baja tekan dan tarik tambahan,

$$M_{R2} = Mu - M_{R1}.$$

6. Dengan berdasarkan pada pasangan gaya tulangan baja tekan dan tarik tambahan, hitung gaya tekan pada tulangan yang diperlukan

$$(\text{anggap bahwa } d' + 70\text{mm}). N_D = \frac{M_{R2}}{w(d - d')}$$

7. Dengan $N_D = A_s' \cdot f_s'$ hitung f_s' sedemikian sehingga A_s' dapat ditentukan. Hal tersebut dapat dilakukan dengan menggunakan letak garis netral dari pasangan gaya beton tekan dan tulangan baja tarik kemudian memeriksa v_s' pada tulangan tekan, sedangkan nilai v_y'

$$\text{didapat dari } a = \frac{A_s l \cdot f_y}{(0,85 f_c') b} \quad 2.10a$$

$$c = \frac{a}{S_1} \quad 2.10b$$

$$v_s' = \frac{c - d'}{c} (0,003) \quad 2.10c$$

Apabila $v_s' \geq v_y$ tulangan baja tekan meluluh pada momen ultimit

dan $f_s' = f_y$ sedangkan apabila $v_s' < v_y$ hitunglah $f_s' = v_s' E_s$ dan digunakan tegangan tersebut untuk langka berikutnya.

8. Karena $N_{D2} = A_s' \cdot f_s'$ maka $A_{s(perlu)} = \frac{N_{D2}}{f_s'}$

9. Menghitung $A_{s2(perlu)}, A_{s2(perlu)} = \frac{f_s' \cdot A_s'}{f_y}$

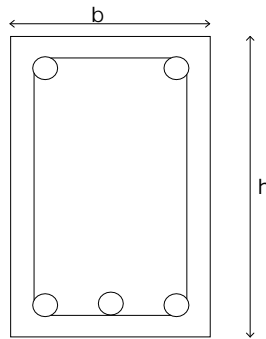
10. Menghitung jumlah luas tulangan baja tarik total yang diperlukan,

$$A_s = A_{s_1} + A_{s_2}$$

11. Memilih batang tulangan baja tekan A_s'

12. Memilih batang tulangan baja tarik (A_s) periksa lebar balok dengan mengusahakan agar tulangan dapat dipasang dalam satu lapis saja.

13. Memeriksa d_{aktual} dan bandingkan dengan d teoritis. Apabila d_{aktual} sedikit lebih besar, berarti rancangan agak konservatif (lebih aman). Apabila d_{aktual} lebih kecil yang berarti perencanaan kurang aman, dilakukan perencanaan ulang.

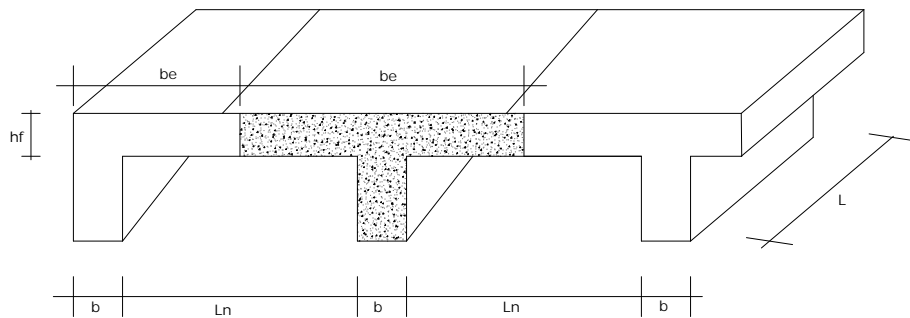


Gambar 2.6 Penampang Potongan Balok Persegi

2.6.2 Perencanaan Balok T

Balok yang dicor menjadi satu kesatuan monolit dengan plat lantai atau atap, didasarkan pada anggapan bahwa plat dan balok terjadi interaksi saat menahan momen lentur positif yang bekerja pada balok. Interaksi antara pelat dan balok tersebut membentuk huruf T sehingga

disebut balok T akan berlaku sebagai sayap (flens) dan balok akan berlaku sebagai badan (web)



Gambar 2.7 Penampang Balok T

Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 10.10 memberikan batasan lebar flens efektif (b_e) balok T seperti pada gambar 2.3 adalah sebagai berikut:

1. Lebar plat efektif sebagai bagian dari sayap balok T tidak boleh melebihi:

- $b_e \leq 1/4$ bentang balok ($1/4.l$)
- $b_e \leq b_w + 8hf_{kiri} + 8hf_{kanan}$
- $b_e \leq b_w + 1/2Ln_{kiri} + 1/2Ln_{kanan}$

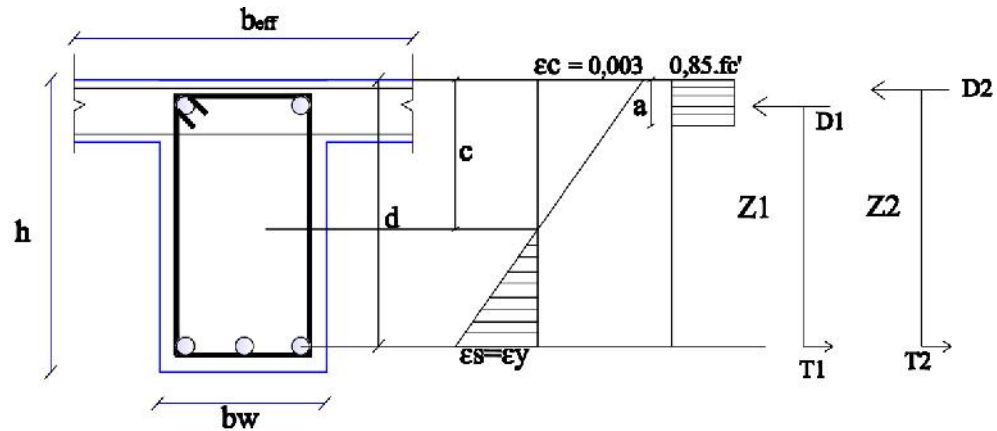
2. Untuk balok yang mempunyai plat hanya pada satu sisi, lebar efektif sayap tidak boleh melebihi dari:

- $b_e \leq b_w + 1/12L$

- $b_e \leq b_w + 6hf$
- $b_e \leq b_w + 1/2Ln$

Dalam merencanakan balok T, pada langkah awal disarankan untuk menentukan apakah balok tersebut berperilaku sebagai balok T persegi atau balok T murni. Apabila $M_R > M_u$ ($a \leq hf$), balok berperilaku sebagai balok T murni.

a. $a \leq hf$ (balok T persegi)



Gambar 2.8 Diagram regangan yang bekerja pada balok persegi

Dengan demikian analisis momen kapasitas sesuai dengan gambar 2.8 dapat dijelaskan sebagai berikut:

Rasio penulangan adalah berkisar antara harga dibawah ini:

$$\frac{1,4}{fy} < \dots < 0,75 \dots_b \quad 2.11$$

Gaya tarik T pada keadaan batas dihitung berdasarkan persamaan berikut:

$$T_1 = As_1 \cdot fy \quad 2.12$$

$$T_2 = As_2 \cdot fy \quad 2.13$$

$$2.14$$

$$A_s = A_{s1} \cdot A_{s2}$$

Gaya D harus seimbang dengan gaya T sehingga:

$$D_2 = A_s' \cdot f_y$$

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b \cdot e + A_s' \cdot f_y = A_s \cdot f_y \quad 2.15$$

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot e} = \frac{\dots \cdot d \cdot f_y}{0,85 \cdot f'c} \rightarrow \check{S} = \frac{\dots \cdot f_y}{f'c} \rightarrow \dots = \frac{\check{S} \cdot f'c}{f_y}$$

$$a = \check{S} \frac{d}{0,85} \quad 2.16$$

$$k = f'c \cdot \check{S} (1 - 0,59 \check{S}) \quad 2.17$$

Menghitung k_{perlu} , $k = \frac{M_u}{w \cdot b \cdot d^2}$, dan k adalah koefisien tahanan, setelah nilai k

diketahui maka dapat dicari nilai S yang kemudian dapat ditentukan nilai ...

, nilai ... dapat dicari dengan melihat tabel apendiks A (*Struktur Beton Bertulang, Istimawan D.*)

Luas tulangan

$$A_s = \dots \cdot b \cdot d$$

kontrol ...

$$\dots_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\dots_{aktual} = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

\dots_{aktual} harus lebih besar dari \dots_{\min}

Momen kapasitas dalam nominal dapat ditentukan:

2.18

$$Mn_1 = As_1 \cdot fy \cdot (d - 0,5a)$$

$$Mn_2 = As_2 \cdot fy \cdot (d - d')$$

2.19

$$Mn = Mn_1 + Mn_2$$

2.20

Dengan demikian momen kapasitas M_R adalah:

$$M_R = \phi Mn$$

2.21

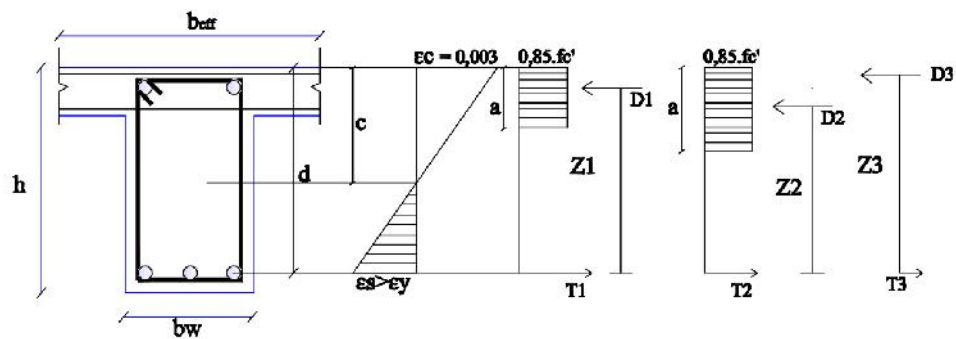
Periksa persyaratan daktilitas

$$As_{(maks)} = 0,0319 \cdot hf \left\{ b + b_w \left(\frac{0,150 \cdot a}{hf} - 1 \right) \right\}$$

2.22

$As_{(maks)}$ harus lebih besar dari As_{perlu}

b. $a > hf$ (balok T murni)



Gambar 2.9 Diagram yang bekerja pada balok T

Analisa momen kapasitas total dapat dijelaskan berdasarkan gambar 2.9

adalah sebagai berikut:

Sayap : $D_1 = 0,85 \cdot f'_c \cdot hf (b_e - b_w)$

$$T_1 = As_1 \cdot fy$$

2.23

Dengan $D_1 = T_1$

Maka: $As_1 \cdot fy = 0,85 \cdot f'c \cdot hf (b_e - b_w)$ 2.24

$$As_1 = \frac{0,85 \cdot f'c \cdot hf (b_e - b_w)}{fy}$$

$Mn_1 = T_1 \cdot Z_1 = As_1 \cdot fy \cdot (d - 0,5a)$ 2.25

Badan :

$$D_2 = 0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b_w$$

$$T_2 = As_2 \cdot fy$$

$$Mn_2 = T_2 \cdot Z_2 = As_2 \cdot fy \cdot (d - 0,5a)$$

Tulangan: $D_3 = As'_1 \cdot fy$

$$T_3 = As_3 \cdot fy$$

$$Mn_3 = T_3 \cdot Z_3 = As_3 \cdot fy (d - d')$$

$$Mn = Mn_1 + Mn_2 + Mn_3$$

Maka: $M_R = W \cdot Mn$

Dengan menganggap seluruh flens tertekan maka, letak batas tepi bawah

balok tekan di daerah badan dibawah flens

$$N_T - N_D = (0,85 \cdot f'c) b_w (a - hf)$$

$$a = \frac{N_T - N_D}{(0,85 \cdot f'c) b_w} + hf$$

Dimana:

N_T = gaya tarik total dimana tulangan baja tarik dianggap telah meleleh.

$$= A_s \cdot f_y$$

N_D = gaya tekan yang ada dimana seluruh flens dianggap sebagai daerah tekan

$$= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot h_f + A_s' \cdot f_y$$

b_w = lebar badan

h_f = tebal plat

Periksa ρ_{\min}

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$\rho_{\text{aktual}} = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_{aktual} harus lebih besar dari ρ_{\min}

Letak titik pusat daerah tekan total

$$Y = \frac{\sum (Ay)}{\sum A}$$

Dimana: Y = letak titik pusat daerah tekan (mm)

A = luas daerah tekan (mm²)

Perkiraan jarak dengan lengan kopel dalam

$$z = d - 1/2hf = d - y$$

Dimana: d = kedalaman efektif (mm)

hf = tebal pelat (mm)

Periksa persyaratan daktilitas

$$As_{(maks)} = 0,0319.hf \left\{ b + b_w \left(\frac{0,150.d}{hf} - 1 \right) \right\}$$

$As_{(maks)}$ harus lebih besar dari $As_{(perlu)}$

$$As_{(perlu)} = \frac{M_u}{W.fy.z}$$

Dimana: M_u = momen ultimit

W = faktor reduksi kekuatan

z = perkiraan jarak dengan lengan kopel dalam

(Istimawan Dipohusodo, struktur beton bertulang. Hal 75)

2.6.3 Perhitungan Tulangan Geser

Komponen struktur yang mengalami lentur akan mengalami juga kehancuran geser, selain kehancuran tarik/tekan. Sehingga dalam perencanaan struktur yang mengalami lentur selain direncanakan tulangan lentur selain direncanakan tulangan lentur, juga harus direncanakan tulangan geser.

$$\phi V_u \geq V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Dimana:

V_u = gaya geser terfaktor pada penampang yang ditinjau

V_c = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada penampang yang ditinjau .

V_s = kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada penampang yang ditinjau

V_n = kuat geser nominal pada penampang yang ditinjau

Gaya geser terfaktor (V_u) ditinjau pada penampang sejauh (d) dari muka tumpuan dan untuk penampang yang jaraknya kurang dari d dapat direncanakan sama dengan penampang yang sejauh d .

Kuat geser yang disumbangkan oleh beton sesuai dengan SNI 2002 pasal 13.3.1 adalah:

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

Dimana:

b_w = lebar badan balok

d = jarak dari serat terkena terluar ke titik berat tulangan tarik longitudinal

ada dua keadaan :

bila $V_u > 1/2 \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser minimum dengan luas tulangan:

$$A_v = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y}$$

Dan bila $V_u > \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser, sedangkan besar gaya geser yang disumbangkan oleh tulangan adalah:

$$A_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Diaman:

A_v = luas tulangan geser dalam daerah sejarak s

$$A_v = 2.1/4f \cdot d^2$$

S = spasi tulangan geser dalam arah paralel dengan tulangan longitudinal
sedangkan untuk spasi sengkang adalah:

$$S \leq 1/2d$$

$$S \leq 600mm$$

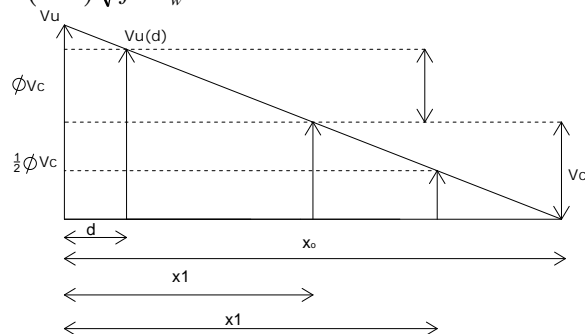
Sedangkan bila $V_s > \left(\frac{\sqrt{f_c'}}{3} \right) b_w \cdot d$ maka spasi tulangan adalah:

$$S \leq 1/4d$$

$$S \leq 300mm$$

Dalam hal ini V_s tidak boleh lebih besar dari $(2/3) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$

$$V_s \leq (2/3) \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$



Gambar 2.10 Diagram Geser

$X_0 = \frac{1}{2}$ bentang atau jarak dari perletakan kesuatu titik dimana $V_u = 0$

X_1 = daerah harus dipasang tulangan geser yang diperlukan

X_2 = daerah yang harus dipasang tulangan geser .

2.7 Tinjauan Umum Struktur Kolom

SNI 03-2847-2002 memberikan definisi kolom adalah komponen struktur bangunan dengan rasio tinggi terhadap dimensi lateral terkecil melebihi tiga kali yang digunakan terutama untuk mendukung beban aksial tekan.

Dalam kenyataannya, unsure struktur tekan dengan beban aksial murni (eksentrisitas sama dengan nol) merupakan hal yang sangat mustahil, karena penggunaan dalam praktek umum nya kolom tidak hanya bertugas menahan beban aksial vertikal saja, maka definisi kolom diperluas mencakup menahan kombinasi beban aksial dan momen lentur. Atau dengan kata lain, kolom harus diperhitungkan untuk menyangga beban aksial tekan dengan eksentrisitas tertentu. Oleh karena itu dalam merencanakan struktur kolom harus memperhitungkan secara cermat dengan memberikan cadangan kekuatan lebih tinggi dari pada komponen struktur lainnya.

Struktur kolom menurut SNI-03-2002 pasal 10.8 harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

- 1) Kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum

yang berasal dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau. Kombinasi pembebanan yang menghasilkan rasio maksimum dari momen terdapat beban aksial juga harus diperhitungkan.

- 2) Pada konstruksi rangka atau struktur menerus, pengaruh dari adanya beban yang tidak seimbang pada lantai atau atap terhadap kolom luar ataupun dalam harus diperhitungkan. Demikian pula pengaruh dari beban eksentris karena sebab lainnya juga harus diperhitungkan.
- 3) Dalam menghitung momen akibat beban gravitasi yang bekerja pada kolom, ujung-ujung terjauh kolom dapat dianggap terjepit, selama ujung-ujung tersebut menyatu (monolit) dengan komponen struktur lainnya.
- 4) Momen-momen yang bekerja pada setiap level lantai atau atap harus didistribusikan pada kolom di atas dan di bawah lantai tersebut berdasarkan kekuatan relative kolom dengan juga memperhatikan kondisi kekangan pada kolom.

2.7.1 Tipe Kolom Berdasarkan Bentuk Dan Susunan Tulangan

Dalam buku struktur beton bertulang (*Istimawan dipohusodo*, 1994) ada tiga jenis kolom beton bertulang yaitu :

- a Kolom ikat (*tie column*)
- b. Kolom spiral (*spiral column*)

c. Kolom komposit (*composite column*)

Adapun penjelasan dari masing-masing kolom diatas sebagai berikut :

a. Kolom menggunakan pengikat sengkang lateral

Kolom ini merupakan kolom beton yang ditulangi dengan batang tulangan pokok memanjang, yang pada jarak spasi tertentu diikat dengan pengikat sengkang ke arah lateral. Tulangan ini berfungsi untuk memegang tulangan pokok memanjang agar tetap kokoh pada tempatnya. Terlihat dalam gambar 2.4 .(a).

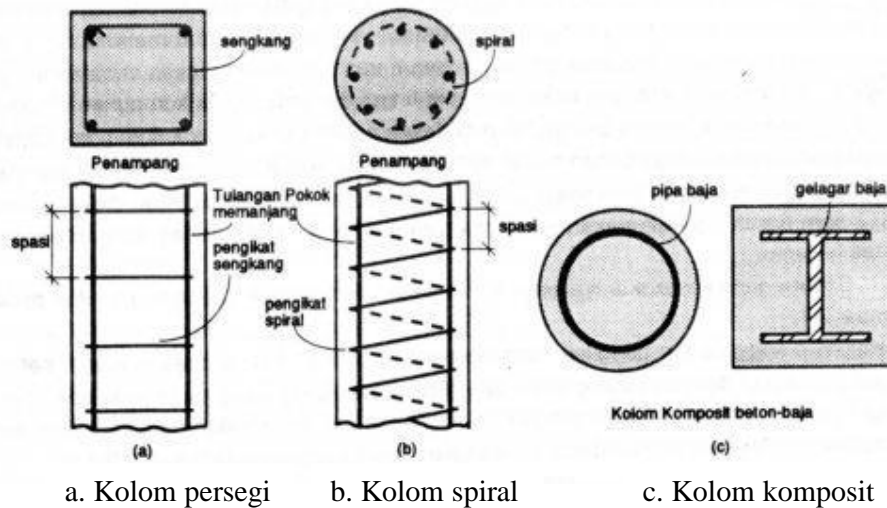
b. Kolom menggunakan pengikat spiral

Bentuknya sama dengan yang pertama hanya saja sebagai pengikat tulangan pokok memanjang adalah tulangan spiral yang dililitkan keliling membentuk heliks menerus di sepanjang kolom. Fungsi dari tulangan spiral adalah memberi kemampuan kolom untuk menyerap deformasi cukup besar sebelum runtuh, sehingga mampu mencegah terjadinya kehancuran seluruh struktur sebelum proses redistribusi momen dan tegangan terwujud. Seperti pada gambar 2.4.(b).

c. Struktur kolom komposit

seperti tampak pada gambar 2.4.(c). Merupakan komponen

struktur tekan yang diperkuat pada arah memanjang dengan gelagar baja profil atau pipa, dengan atau tanpa diberi batang tulangan pokok memanjang.



Gambar 2.11 Jenis-Jenis Kolom.

Kolom beton bertulang akan meningkat kekuatannya apabila dilakukan pengekanan. Pada umumnya pengekanan dilakukan menggunakan sengkang (tulangan transversal), baik itu yang berbentuk segi empat maupun yang berbentuk spiral. Hasil pengujian dari berbagai peneliti sebelumnya telah menunjukkan bahwa pengekanan oleh tulangan transversal sangat mempengaruhi karakteristik atau perilaku tegangan-regangan beton (*Park-Paulay, 1933*). Pengekanan kolom dengan tulangan berbentuk spiral sangat rapat (kolom spiral) memiliki perilaku yang lebih daktail daripada pengekanan kolom dengan sengkang biasa ataupun pengekanan kolom dengan spiral kurang rapat. Kolom spiral akan dapat bertahan lebih lama (daktail) sebelum mengalami keruntuhan dibandingkan dengan kolom yang diberi pengekanan dengan sengkang

biasa ataupun dengan spiral kurang rapat (kurang daktil).

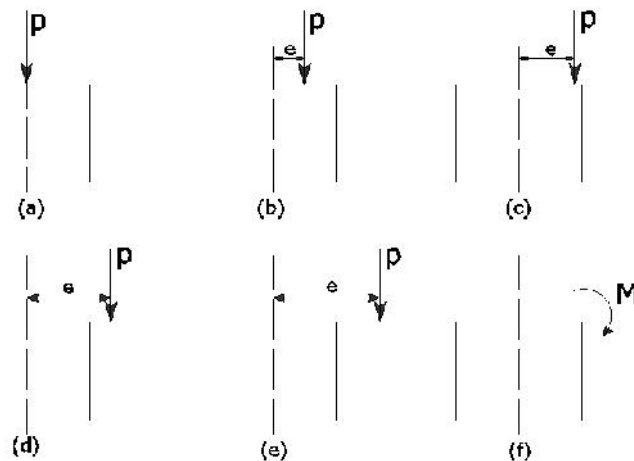
2.7.2 Tipe Kolom Berdasarkan Pembebanan

Seperti yang telah dijelaskan sebelumnya kolom mengalami beban aksial yang besar, tetapi pada kenyataannya beban aksial tersebut tidak mungkin memiliki eksentrisitas sebesar nol. Oleh karena adanya eksentrisitas maka timbulah momen yang mengakibatkan beban lentur. Besarnya momen berbanding lurus dengan eksentrisitas, pada keadaan maksimum tertentu akhirnya beban aksial diabaikan. Maka dapat diketahui tipe kolom berdasarkan pembebanannya, yaitu:

1. Mengalami beban aksial yang besar dan memiliki eksentrisitas sebesar nol sehingga tidak mengalami momen. Untuk kondisi ini, keruntuhan akan terjadi oleh hancurnya beton dan semua tulangan dalam kolom mencapai tegangan leleh dalam getakn (gambar 2.12 (a)).
2. Mengalami beban aksial besar dan memiliki eksentrisitas yang kecil maka timbul momen yang kecil dengan seluruh penampang tertekan tetapi tekanan di satu sisi akan lebih besar dari sisi lainnya. Tegangan tekan maksimum dalam kolom akan sebesar $0,85f'_c$ dan keruntuhan akan terjadi oleh runtuhnya beton dan semua tulangan tertekan (gambar 2.12(b)).
3. Eksentrisitas membesar sehingga tarik mulai terjadi pada satu sisi kolom. Jika eksentrisitas ditingkatkan dari kasus sebelumnya, gaya tarik akan mulai terjadi pada satu sisi kolom dan baja tulangan

pada sisi tersebut akan menerima gaya tarik yang lebih kecil dari tegangan leleh. Pada sisi yang lain tulangan mendapat gaya tekan (gambar 2.12 (c)).

4. Kondisi beban berimbang. Saat eksentrisitas terus ditambah, akan dicapai suatu kondisi dimana tulangan pada sisi tarik mencapai leleh dan pada saat yang bersamaan, beton pada sisi lainnya mencapai tekan maksimum $0,85f'_c$. kondisi ini disebut kondisi pada beban berimbang, balanced (Gambar 2.12 (d))
5. Mengalami momen yang besar dan beban aksial yang kecil. Jika eksentrisitas terus ditambah, keruntuhan terjadi akibat tulangan meleleh sebelum hancurnya beton (Gambar 2.12 (e)).
6. Momen lentur besar. Pada kondisi ini, keruntuhan terjadi seperti halnya pada sebuah balok (Gambar 2.12 (f)).



Gambar 2.12 kolom Menerima Beban Dengan Eksentrisitas Yang Terus

Diperbesar

2.7.3 Dasar Perencanaan Struktur Kolom

Dalam perencanaan kolom didasarkan pada asumsi sebagai berikut:

- 2) Regangan dalam tulangan dan beton harus berbanding langsung dengan jarak dari sumbu netral,
- 3) Regangan maksimum yang dapat dimanfaatkan pada selat beton tekan terluar harus diambil sama dengan 0,003,
- 4) Tegangan pada tulangan yang nilainya lebih kecil dari karet leleh f_y harus diambil sebesar E_s dikalikan regangan baja. Untuk regangan yang nilainya lebih besar dari regangan leleh yang berhubungan dengan f_y , tegangan pada tulangan harus diambil sama dengan f_y
- 5) Kekuatan tarik beton diabaikan dan tidak digunakan dalam perhitungan,
- 6) Hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton dianggap bentuk persegi,
- 7) Distribusi tegangan beton persegi ekuivalen didefinisikan sebagai berikut:
 - a) Tegangan tekan sebesar $0,85 f_c'$ harus di asumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan suatu garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral secara $a = S_1 \cdot c$ dari serat dengan regangan tekan maksimum.
 - b) Jarak c dari serat dengan regangan maksimum ke sumbu netral harus diukur dalam arah tegak lurus terhadap sumbu tersebut,
 - c) Factor S_1 harus diambil 0,85 untuk kuat tekan beton f_c' hingga sama dengan 30 MPa. Untuk kekuatan di atas 30 MPa, S_1 harus direduksi

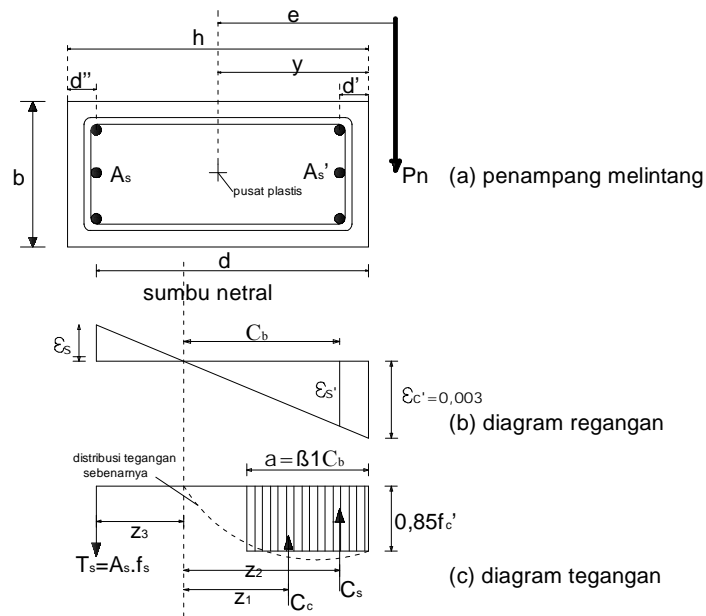
secara menerus sebesar 0.008 untuk setiap kelebihan 1 MPa di atas 30 MPa, tetapi S_1 tidak boleh kurang dari 0,65, ketentuan ini dapat didefinisikan sebagai berikut:

- Jika $f'_c \leq 30 \text{ MPa}$; $S_1 = 0,85$
- $30 < f'_c < 55 \text{ MPa}$; $S_1 = 0,85 - 0,008(f'_c - 30)$
- Jika $f'_c \geq 55 \text{ MPa}$; $S_1 = 0,65$

2.7.4 Kolom berpenampang Bundar dengan Beban Eksentris

Kolom berpenampang bundar tidak mengenal istilah beban biaksial yaitu beban yang bekerja secara bersamaan terhadap sumbu lentur x dan y, seperti halnya pada kolom penampang persegi. Dalam hal ini digunakan istilah beban eksentris yaitu beban yang bekerja pada suatu eksentrisitas tertentu, tanpa membedakan arah x maupun y. karena dimanapun letak beban tersebut maka penampang beton selalu membentuk daerah beton tertekan yang sama yaitu berbentuk tembereng lingkaran serta garis netralnya selalu sejajar dengan sumbu lentur yang terjadi akibat beban yang bekerja.

Seperti pada kolom persegi, kolom bundar juga menggunakan keseimbangan momen dan gaya mencari gaya tahanan nominal P_n untuk suatu eksentrisitas yang diberikan. Persmaan keseimbangan tersebut dapat dinyatakan sebagai berikut:



Gambar 2.13 Tegangan dan Regangan Kolom Persegi

Gaya nominal P_n bekerja pada keadaan runtuh dan mempunyai eksentrisitas e dari sumbu lentur kolom. Persamaan keseimbangan gaya dan momen pada kolom dapat dinyatakan :

$$P_n = c_c + c_s + c_s \dots \dots \dots 2.26$$

Karena

$$c_s = 0.85.f'_c.b.a ;$$

$$c_s = A_s'.f'_s ;$$

$T_s = A_s.f_s$, maka persamaan dapat ditulis sebagai berikut:

$$p_n = 0.85.f'_c.b.a + A_s'.f'_s - A_s.f_s \dots \dots \dots 2.27$$

Perlu ditekankan disini bahwa gaya aksial P_n tidak boleh melebihi kuat tekan aksial maksimum $P_{n(maks)}$ yang ditentukan SNI 03-2847-2002 yaitu:

Untuk kolom bersengkang:

$$P_{n(maks)} = 0,80[0,85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \dots\dots\dots 2.28$$

dan untuk kolom berspiral;

$$P_{n(maks)} = 0,85[0,85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y] \dots\dots\dots 2.29$$

Momen tahanan nominal M_n dapat dihitung dengan keseimbangan momen terhadap sumbu lentur kolom.

$$M_n = p_n \cdot e$$

$$= C_c = \left(y - \frac{a}{2} \right) + C_s(y - d') + T(d - y) \dots\dots\dots 2.30$$

$$= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \left(y - \frac{a}{2} \right) + A_s' \cdot f'_c (y - d') + A_s \cdot f_s (d - y) \dots\dots\dots 2.31$$

Tegangan f'_s pada baja dapat mencapai f_y apa bila keruntuhan yang terjadi berupa hancurnya beton. Apabila keruntuhan berupa lelehnya tulangan baja, besarnya f_s harus didistribusikan dengan f_y . Apabila f_s atau f'_s lebih kecil daripada f_y , maka yang dipakai tegangan actualnya (f_s atau f'_s itu sendiri), yang dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang diperoleh dari segitiga sebangun dengan distribusi regangan di seluruh tinggi penampang berdasarkan gambar 2.19.

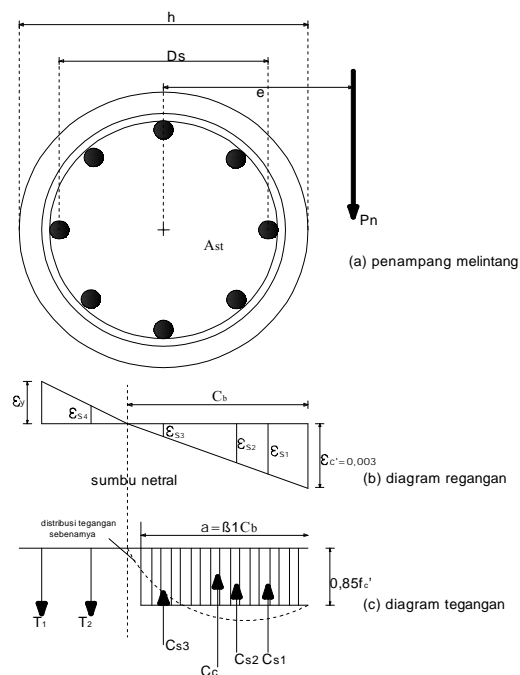
$$f_s' = E_s \cdot \epsilon_s' = E_s \frac{0,003(c - d')}{c} \leq f_y \dots\dots\dots 2.32$$

$$f_s' = E_s \cdot \epsilon_s = E_s \frac{0,003(d - c')}{c} \leq f_y \dots\dots\dots 2.33$$

Perbedaan kolom persegi dengan kolom bundar hanya dalam hal:

1. Bentuk luas yang tertekan yang merupakan elemen lingkaran, dan
2. Tulangan-tulangan tidak dikelompokkan ke dalam kelompok tekan dan tarik yang sejajar.

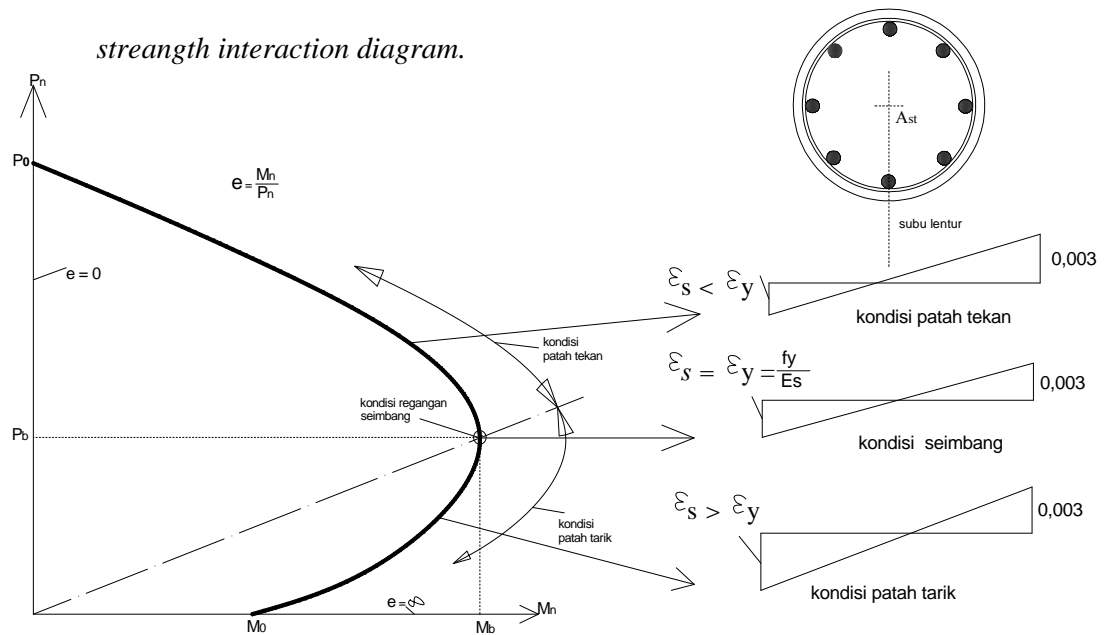
Dengan demikian gaya dan tegangan masing-masing tulangan harus ditinjau sendiri-sendiri. Luas dan titik berat segmen lingkaran yang tertekan harus dihitung dengan menggunakan persamaan matematis. Untuk lebih jelasnya bisa dilihat gambar berikut:



Gambar 2.14 Tegangan dan Regangan Kolom Bundar

2.7.5 Diagram Interaksi Momen – beban aksial

Kolom yang dibebani oleh beban dengan suatu eksentrisitas tertentu, ekuivalen dengan suatu struktur yang dibebani secara kombinasi dari beban aksial dan momen lentur. Kombinasi kekuatan ini dapat digambarkan pada suatu kurva seperti pada gambar 2.10 yang sebagai diagram interaksi M-N *streangth interaction diagram*.



Gambar 2.15 Diagram Interaksi M-N Suatu Penampang Kolom bulat

Dimana pada sumbu x menyatakan momen lentur dan pada sumbu y menyatakan gaya aksial/gaya normal. Apabila pada penampang kolom hanya bekerja beban aksial (momen = 0), maka dikatakan penampang menderita beban konsentris dan mempunyai kapasitas beban sentries maksimum p_0 .

Sedangkan apabila pada penampang bekerja suatu beban aksial dengan eksentrisitas yang tak terhingga, maka dapat dikatakan penampang tersebut hanya mengalami momen lentur (beban aksial = 0).

Berdasarkan titik-titik koordinat M_n dan p_n akibat kombinasi momen lentur dan beban aksial yang bekerja pada penampang, maka secara garis besar dapat digambarkan diagram interaksi M-N.

Dari diagram tersebut dapat dilihat bahwa pada suatu saat penampang mengalami keadaan berimbang (*kondisi balanced*) dimana : $p_n < p_{nb}$;

Dan $e = e_b$ dan secara bersamaan regangan tarik baja tulangan mencapai titik leleh $\epsilon = f_y / E_s$. Regangan serat tepi terluar yang tertekan mencapai regangan batas $\epsilon_c = 0,003$. Pada keadaan ini memberikan titik pembagian daerah yaitu:

- 1) Daerah kondisi patah tarik adalah keadaan dimana; $p_n < p_{nb}$ dan $e > e_b$ sehingga regangan tulangan tarik melampaui regangan lelehnya sebelum atau ketika regangan tekan beton mencapai 0,003, pada keadaan ini $c = c_b$
- 2) Daerah kondisi pata tekan adalah keadaan dimana; $p_n > p_{nb}$ dan $e < e_b$ sehingga regangan beton mencapai 0,003 sebelum tulangan tarik leleh, pada keadaan ini garis netral $c >$ garis netral c_b

Whitney mengasumsikan bahwa kolom bundar dapat ditransformasikan menjadi kolom segiempat ekuivalen untuk keadaan *balanced* atau keruntuhan tekan (Nawy, 1990). Tetapi untuk keruntuhan tarik, tetap digunakan kolom actual namun masih memakai pengelompokan tulangan tekan dan tarik.

2.7.6. Batas Tulangan Komponen Struktur

Luas tulangan komponen struktur tekan dibatasi oleh ketentuan berikut:

- 1) Luas tulangan longitudinal non komposit tidak boleh kurang dari 0,01 dan lebih dari 0,08 kali luas bruto penampang ($1\% - 8\% A_g$)
- 2) Jumlah minimum batang tulangan longitudinal adalah 4 untuk batang tulangan di dalam sengkang ikat segiempat dan lingkaran, 3 untuk batang tulangan di dalam sengkang ikat segitiga, dan 6 untuk batang tulangan yang dikelilingi oleh spiral
- 3) Rasio tulangan spiral ρ_s tidak boleh kurang dari nilai yang diberikan oleh

$$\text{persamaan: } \rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

Dengan f_y adalah kuat leleh tulangan spiral tidak boleh lebih dari 400Mpa

2.7.7. Penulangan Spiral dan Penempatan Tulangan Memanjang

SNI 03-2847-2002 pasal 9.6 mensyaratkan bahwa batasan jarak bersih antar tulangan longitudinal untuk komponen struktur tekan yang diberi tulangan-tulangan spiral tidak boleh kurang dari 1,5 diameter nominal

tulangan d_b atau 40 mm, pembatasan jarak bersih antar batang tulangan ini juga berlaku untuk jarak bersih antara suatu sambungan lewatan dengan sambungan lewatan lainnya atau dengan batang tulangan yang berdekatan.

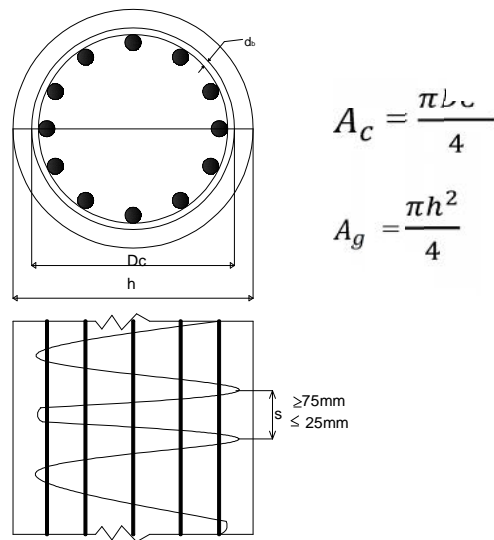
SNI 03-2847-2002 pasal 9.7 memberikan batasan tebal selimut beton untuk kolom dengan lilitan spiral sebesar 40mm

SNI 03-2847-2002 pasal 9.10 mensyaratkan bahwa tulangan spiral harus memenuhi ketentuan-ketentuan sebagai berikut:

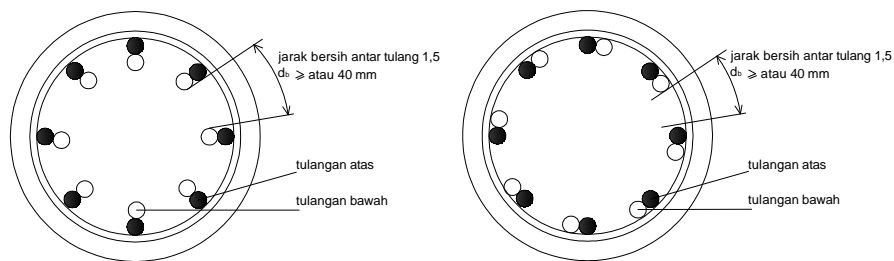
- 1) Spiral terdiri dari batang tulangan yang menerus atau kawat dengan ukuran yang sedemikian dan dipasang dengan spasi yang sama sehingga dapat diangkat dan diletakkan tanpa menimbulkan penyimpangan dari ukuran yang telah direncanakan
- 2) Untuk konstruksi yang dicor di tempat, ukuran diameter batang spiral tidak boleh kurang dari 10 mm
- 3) Jarak bersih antar tulangan spiral tidak boleh melebihi 75 mm dan juga tidak kurang dari 25 mm
- 4) Penjangkaran tulangan atau kawat spiral harus disediakan dengan memberikan 1 ½ lilitan aktra pada tiap ujung dari unit spiral
- 5) Tulangan spiral harus menerus mulai dari tepi atas pondasi telapak atau pelat pada setiap tingkat bangunan hingga ketinggian dari tulangan horizontal terendah dari komponen yang ditumpu di atasnya,
- 6) Pada kolom dengan kepala kolom, tulangan spiral harus mencapai ketinggian dimana diameter atau lebar kepala kolom adalah dua kali diameter atau lebar kolom tersebut

- 7) Spiral harus diikat dengan baik di tempatnya, dan benar-benar terletak pada posisi rencananya dengan menggunakan pengatur jarak vertical.

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar 2.14 dan gambar 2.15



Gambar 2.16 Kolom Dengan Tulangan Spiral



Gambar 2.17 Susunan Sambungan Tulangan Dalam Kolom

2.7.8. Pengaruh Kelangsingan

SNI 03-2847-2002 pasal 12 mensyaratkan pengaruh kelangsingan boleh diabaikan apabila:

- 1) $\frac{kl_u}{r} < 34 - 12 \left(\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right)$; untuk komponen struktur tekan pada rangka tak bergoyang
- 2) $\frac{kl_u}{r} < 22$; untuk komponen struktur tekan pada rangka bergoyang

Diaman: k = faktor panjang efektif komponen struktur tekan

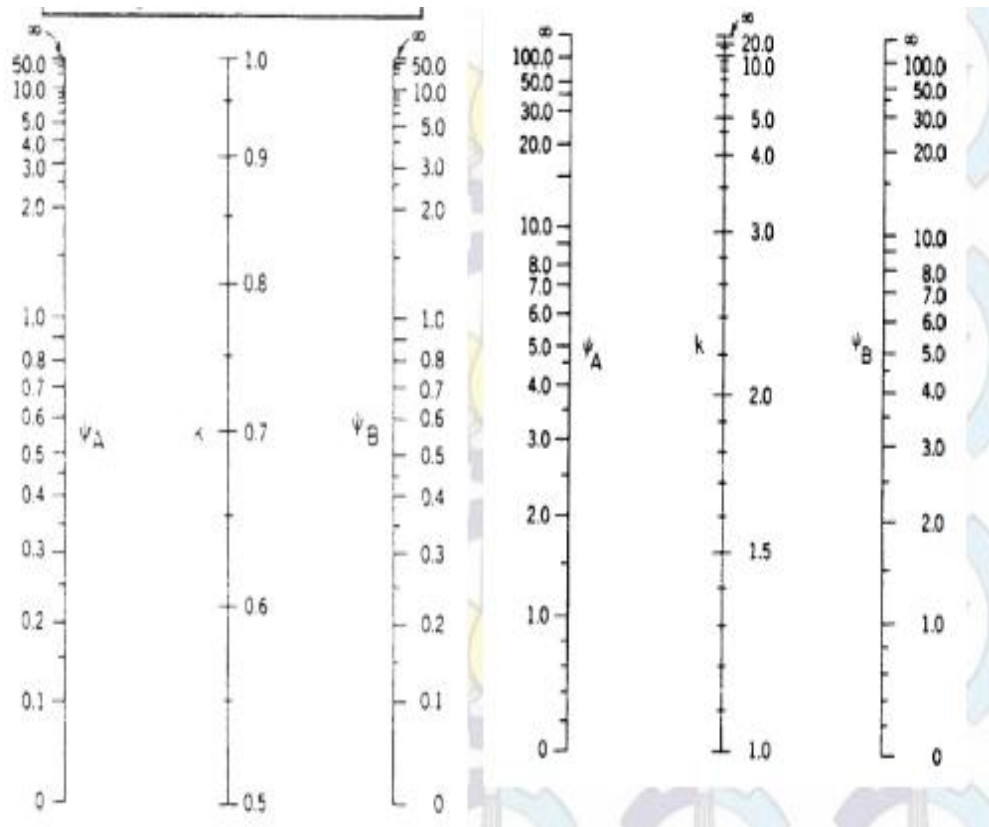
l_u = panjang bebas, dari sebuah komponen tekan harus diambil sama dengan jarak bersih antara pelat lantai, balok, atau komponen lain yang mampu memberikan tahanan lateral dalam arah yang ditinjau. Bila terdapat kepala kolom atau pembesaran balok, maka panjang bebas harus diukur terhadap posisi terbawah dari kepala kolom atau perbesaran balok dan bidang yang ditinjau.

r = jari-jari putaran = $\sqrt{\frac{I}{A}}$; ditetapkan $0,30h$ diaman h ukuran dimensi kolom persegi pada arah bekerjanya momen; $0,25D$ dimana D adalah diameter kolom bulat

M_{1b}, M_{2b} = momen batas pada ujung kolom yang tidak menimbulkan goyangan $M_{1b} < M_{2b}$,

Harga k ditentukan dari diagram nomogram factor panjang efektif kolom. Nilai-nilai factor panjang efektif k tersebut ditunjukkan dalam hubungan garis nomogram atau grafik aligment, seperti pada gambar 2.16. apabila kekakuan relatif E pada masing-masing ujung kolom A dan B

sudah didapat yaitu \mathbb{E}_A dan \mathbb{E}_B , hubungkan kedua nilai tersebut dengan suatu garis lurus yang akan memotong garis skala nilai nilai k yang berada di tengah, sehingga didapat nilai k .



Gambar 2.18 Nomogram Faktor Panjang Efektif Kolom

faktor panjang efektif merupakan fungsi dari factor kekangan ujung \mathbb{E}_A dan \mathbb{E}_B untuk masing-masing titik ujung atas dan bawah, yang didefinisikan sebagai:

$$\mathbb{E} = \frac{\sum \left(\frac{EI}{l_u} \right)_{kolom}}{\sum \left(\frac{EI}{l_n} \right)_{balok}} \dots\dots\dots 2.56$$

Kondisi ujung sendiri memberikan $\mathbb{E} = \infty$ dan ujung jepit $\mathbb{E} = 0$.

Oleh karena sendi tanpa gesekan tidak ada dalam praktek, \mathbb{E} harus diambil sebesar 10 untuk ujung yang dalam analisis dimisalkan sebagai sendi (wang, 1986).

Untuk kolom yang merupakan komponen rangka yang dikenal sebagai portal balok-kolom, tahanan ujungnya terletak di antara kondisi sendi dan jepit. Harga k dapat ditentukan dengan persamaan-persamaan berikut:

1. Batang tekan tanpa pengaku, dapat diambil dari harga terkecil dari

$$k = 0,7 + 0,05(\mathbb{E}_A + \mathbb{E}_B) \leq 1,0. \dots\dots\dots 2.57$$

$$k = 0,85 + 0,05\mathbb{E}_{\min} \leq 1,0. \dots\dots\dots 2.58$$

Dimana: \mathbb{E}_A dan \mathbb{E}_B adalah \mathbb{E} pada kedua ujung kolom dan \mathbb{E}_{\min} adalah yang terkecil dari kedua harga tersebut.

2. Batang tekan tanpa pengaku yang dikekang pada kedua ujungnya:

$$\mathbb{E}_{rata-rata} < 2 \rightarrow k = \frac{20 - \mathbb{E}_{rata-rata}}{20} \sqrt{1 + \mathbb{E}_{rata-rata}} \dots\dots\dots 2.59$$

$$\mathbb{E}_{rata-rata} \geq 2 \rightarrow k = 0,9 \sqrt{1 + \mathbb{E}_{rata-rata}} \dots\dots\dots 2.60$$

$\mathbb{E}_{rata-rata}$ adalah haruga \mathbb{E} rata-rata pada kedua ujung unsur

3. Batang tekan tanpa pengaku yang kedua ujungnya sendi

$$k = 2,0 + 0,3\ell \dots\dots\dots 2.61$$

Dimana: ℓ harga pada ujung yang tertahan

(Edwar G. Nawy, Beton Bertulang, hal 365-366)

Pada struktur kolom tanpa balok yaitu kolom tertahan langsung oleh pelat lantai maka struktur tersebut tetap merupakan suatu portal dengan pelat-pelat sebagai penghubung antar kolom pengganti balok selebar jalur kolom dan setebal pelat lantai tersebut. Sehingga harga k dapat diperoleh dengan grafik alignment atau garis nomogram

2.6.9. Analisa Kekuatan kolom Panjang

Apabila angka kelangsingan kl_u / r melebihi persyaratan yang tercantum pada sub bab 2.6.8 maka digunakan metode analisis stabilitas:

c. Metoda Pembesaran Momen

Metoda analisis ini didasarkan atas momen yang diperbesar yang dinyatakan sebagai:

$$M_c = u_b \cdot M_2 = u_b \cdot M_{2b} + u_b \cdot M_{2b} \dots\dots\dots 2.62$$

Dimana:

M_c = momen terfaktor yang diperbesar, digunakan hanya untuk perencanaan komponen struktur tekan beton bertulang.

u = faktor pembesaran momen

Indeks bawah 2 menunjukkan nilai yang terbesar dari kedua momen ujung pada unsur tekan, indeks bawah b menyatakan “dengan pengaku” atau

“goyangan samping tidak berarti” dan indeks bawah s menyatakan momen yang berkaitan dengan “goyangan”

$$u_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1 \dots\dots\dots 2.63$$

$$u_b = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_c}} \geq 1 \dots\dots\dots 2.64$$

P_c adalah beban tekuk euler;

$$P_c = \frac{f^2 EI}{(kl_u)^2} \dots\dots\dots 2.65$$

Dengan nilai EI yang lebih konservatif:

$$EI = \frac{0,2E_c I_g + E_s I_s}{1 + S_d} \dots\dots\dots 2.66$$

Dimana: $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$

$$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$$

$$I_g = \frac{1}{12} b.h^3$$

$$S_d = \frac{\text{momen beban mati rencana}}{\text{momen total rencana}} = \frac{1,2M_D}{1,2M_D + 1,6M_L} \leq 1$$

P_u =beban rencana aksial terfaktor,

$\sum P_u$ dan $\sum P_c$ = jumlah gaya tekan untuk semua kolom dalam satu tingkat,

- a) Untuk rangka yang tidak ditahan terhadap goyangan ke samping, nilai u_b dan u_s harus dihitung, serta nilai k harus lebih besar dari 1.
- b) Sedangkan untuk rangka yang ditahan terhadap goyangan samping nilai u_s harus diambil sebesar 0 dan nilai k lebih kecil dari 1
- c) Untuk komponen struktur yang ditahan terhadap goyangan ke samping dan tanpa beban transversal di antara tumpuannya, C_m boleh diambil:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0,4 \dots\dots\dots 2.67$$

Dimana: $M_{1b} \leq M_{2b}$, untuk kelengkungan tunggal $M_{1b} / M_{2b} > 0$

- d) Dan untuk kasus lain C_m harus diambil sebesar 1.

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.12.3.2 apabila perhitungannya menunjukkan momen yang bekerja pada kedua ujung komponen struktur tekan yang tertahan tidak terdapat momen atau eksentrisitas ujung dari perhitungan kurang dari $(15+0,03h)$. M_{2b} pada persamaan 2.62 harus didasarkan pada eksentrisitas minimum $(15+0,0h)$. Rasio M_{1b} / M_{2b} pada persamaan 2.66 harus ditentukan dari salah satu ketentuan berikut:

- 1) Apabila eksentrisitas ujung yang di dapat dari perhitungan kurang dari $(15 + 0,03h)$, momen ujung dari perhitungan boleh digunakan untuk menghitung M_{1b} / M_{2b}

- 2) Apabila perhitungan menunjukkan bahwa pada dasarnya di kedua ujung dari suatu komponen struktur tekan tidak terdapat momen, rasio $M_{1b} \cdot M_{2b}$ harus di ambil sama dengan 1.

d. Analisa Orde Kedua

Pendekatan matematis orde kedua diperlukan apabila angka kelangsingan kl_u / r melebihi 100. Pada analisis efek defleksi harus diperhitungkan. Menurut pengamatan *Nawy (1990)*, bahwa kebanyakan kolom pada bangunan beton bertulang tidak memerlukan orde kedua karena biasanya kolom-kolom mempunyai angka kelangsingan dibawah 100. Berdasarkan keadaan ini, maka dalam penulisan ini tidak membahas analisis orde kedua.

2.8 Perencanaan Struktur Dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

2.8.1 Perencanaan Komponen Lentur Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Kuat lentur pada komponen lentur adalah M_u harus ditentukan dengan kombinasi sebagai berikut:

$$M_u = 1,4M_D$$

$$M_u = 1,2M_D + 1,6M_D$$

$$M_u = 1,2M_D + 1,0M_D \pm 1,0M_E$$

$$M_{ub} = 0,9M_{Db} \pm M_{Eb}$$

Dimana:

M_D = momen lentur komponen portal akibat beban mati tak terfaktor

M_{Lb} = momen lentur komponen portal akibat beban hidup tak terfaktor

M_{Eb} = momen lentur komponen portal akibat beban gempa tak terfaktor

Selain penentuan kuat lentur, tiap komponen-komponen struktur yang menerima beban lentur dalam SRPMK sesuai SNI-2847-2002 pasal 23.3(1(1)) sampai dengan 23.3 (1(4)) harus memenuhi kondisi berikut:

1. Beban aksial tekan $\leq A_g f'_c / 10$
2. Bentang bersih $\geq 4d$
3. $b_w / h \geq 0,3$
4. $b_w \geq 250mm$

Dimana : A_g = luas bruto penampang (mm^2)

d = tinggi efektif penampang (mm)

b_w = lebar badan (mm)

h = tinggi total komponen struktur (mm)

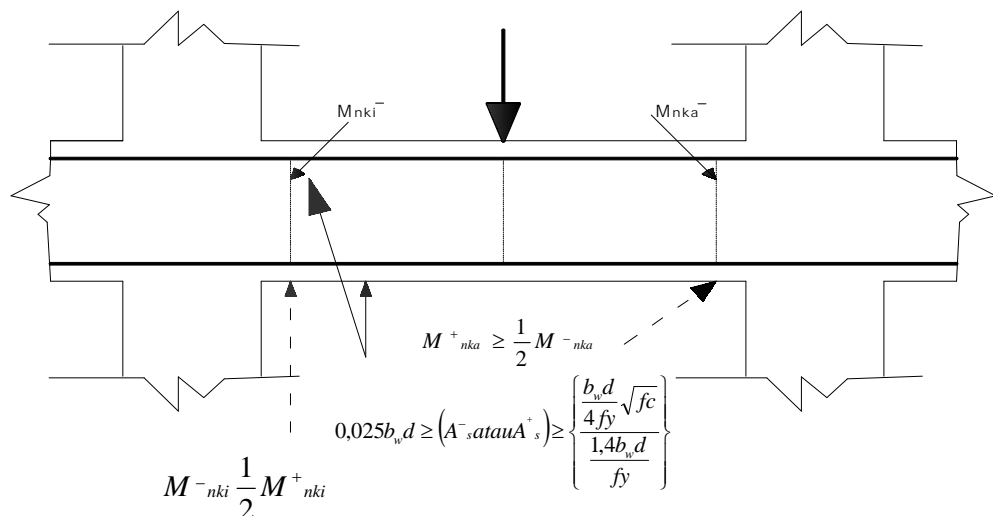
persyaratan penulangan untuk komponen lentur pada SRPMK menurut SNI-2847-2002 pasal 23.3(2(1)) dan pasal 23.3 (2(2)) adalah sebagai berikut:

- Tulangan minimum baik atas maupun bawah harus sedikitnya:

$$\frac{b_w \cdot d}{4 f_y} \sqrt{f'_c} \text{ dan } \frac{1,4 b_w \cdot d}{4 f_y}$$

- Rasio tulangan $\leq 0,025$

- Kuat momen positif dimuka kolom $\geq 1/2$ kuat momen negatif dimana kolom.
- Sedikitnya dipasang dua tulangan diatas dan dibawah ditiap potongan secara menerus
- Ditiap potongan disepanjang komponen tidak boleh ada kuat momen negatif maupun positif yang kurang dari $1/4$ kuat momen maksimum yang terpasang di kedua muka kolom

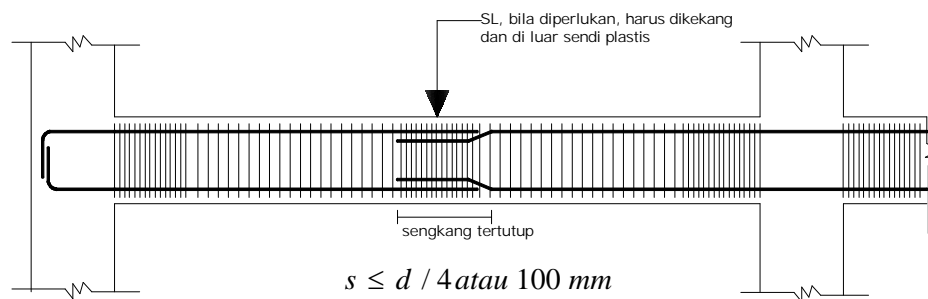


Gambar 2.19 persyaratan penulangan komponen lentur pada SRPMK

Sementara untuk sambungan lewatan (SL) harus diletakan diluar daerah sendi plastis. Bila dipakai SL, maka sambungan itu harus didesain sebagai SL tarik dan harus dikekeng sebaik-baiknya. Munurut SNI-2847-2002 pasal 23.3(2(3)) dan pasal 23.3(2(4)) pesyaratannya adalah:

- SL diijinkan bila dipasang hoops atau spiral sepanjang SL

- Spasi sengkang yang mengikat daerah SL tidak boleh melebihi $d/4$ atau 100mm
- SL tidak boleh dipasang dalam HBK, jarak $2d$ dari muka kolom dan dilokasi kemungkinan terjadi sendi plastis .



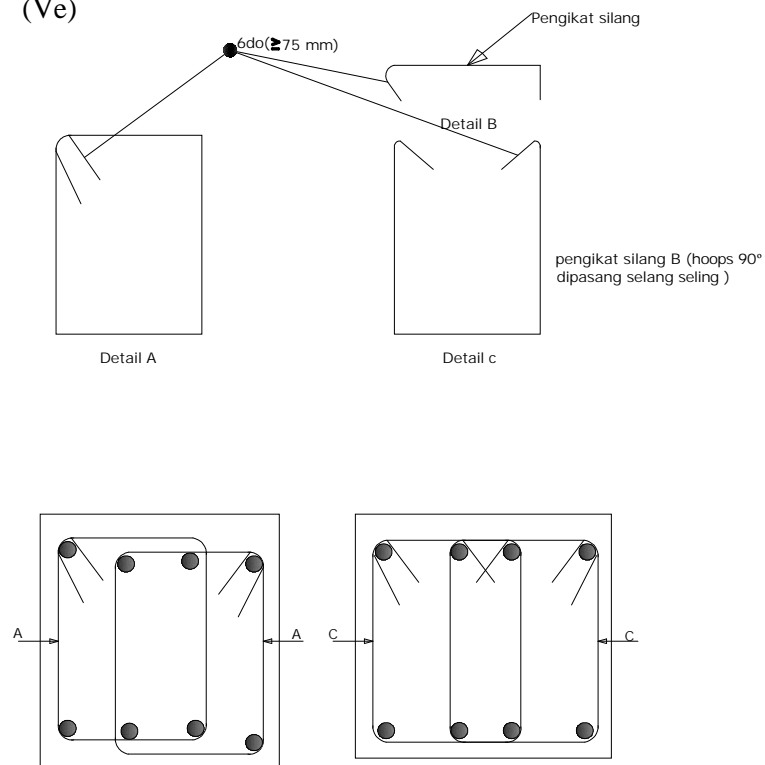
Gambar 2.20 tipikal sambungan lewatan (SL)

Pengekangan yang cukup disyaratkan harus ada ujung-ujung komponen lentur yang kemungkinan besar akan terjadi sendi plastis untuk menjamin kemampuan daktilitas struktur tersebut, bila terkena beban bolak-balik persyaratan tulangan pengekan disyaratkan di SNI-2847-2002 pada pasal 23.3 (3(1)) sampai dengan pasal 23.3(3(4))

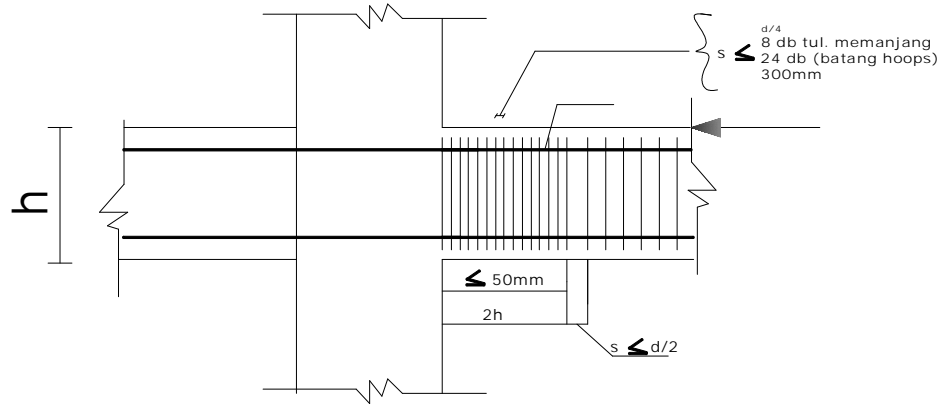
- Hoops diperlukan sepanjang $2d$ dari muka kolom pada dua ujung komponen lentur dengan meletakkan hoops pertama sejarak 50 mm dari muka kolom.
- Hoops juga diperlukan sepanjang $2 \times d$ di dua sisi potongan yang momen leleh mungkin timbul berkenaan dengan lateral displacement inelastic dari rangka.

- Hoops disyaratkan s harus tidak melebihi $d/4$, 8 x tulangan memanjang terkecil, 24 x tulangan hoops atau 300 mm.
- Dimana hoops tidak disyaratkan, begel dengan hoops gempu di dua ujung harus dipasang dengan $s \leq d/2$ sepanjang komponen.
- Tulangan transversal harus pula dipasang untu menahan gaya geser

(Ve)



Gambar 2.21 sambungan lewatan dan sengkang tertutup pada SRPM



Gambar 2.22 penulangan transversal untuk komponen lentur pada SRPMK

2.8.2 Perencanaan Komponen Terkena Beban Lentur dan Aksial pada Struktur Rangka Pemikul Khusus (SRPMK)

Berdasarkan prinsip “Capacity Design” dimana kolom harus diberi cukup kekuatan, sehingga kolom-kolom tidak leleh lebih dahulu sebelum balok. Goyangan lateral memungkinkan terjadinya sendi plastis di ujung-ujung kolom akan menyebabkan kerusakan berat, karena itu harus dihindarkan. Oleh sebab itu kolom-kolom selalu didesain 20% lebih kuat dari balok-balok di suatu hubungan balok kolom (HBK)

Komponen rangka yang termasuk dalam klasifikasi komponen struktur yang terkena beban lentur dan aksial dalam SRPMK harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

- Beban aksial tekan berfaktor $\leq A_g \cdot f'_c / 10$
- Dimensi terkecil penampang $\geq 300\text{mm}$

- Ratio dimensi terkecil penampang terhadap dimensi tegalurusnya
 $\geq 0,4$

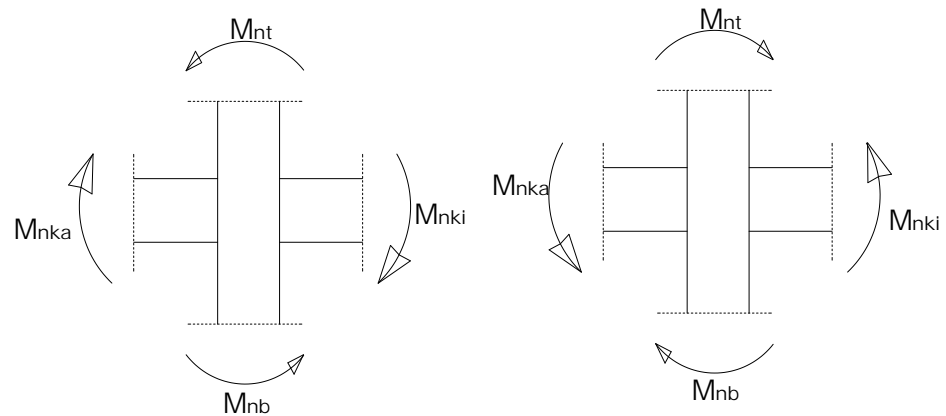
Kuat lentur komponen strukturnya dapat ditentukan dengan menggunakan rumus:

$$\sum M_e \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum M_g$$

Dimana:

$\sum M_e$ = jumlah momen dimuka HBK sesuai dengan desain kuat lentur

$\sum M_g$ = jumlah momen dimuka HBK sesuai dengan desain kuat lentur nominal balok-balok

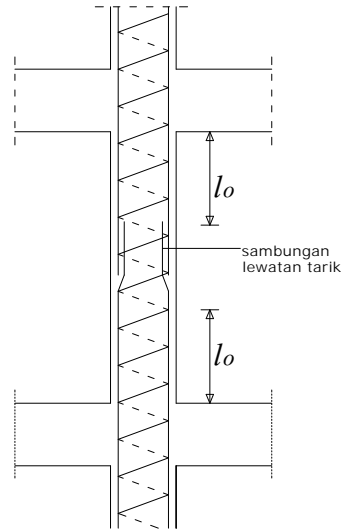


Gambar 2.23 “strong column weak beam” persyaratan rangka pada SRPMK

Keterangan : ka, ki, t dan b adalah kanan, kiri, top dan bawah

Rasio tulangan (ρ_g) tidak boleh kurang dari 0,01 dan tidak boleh lebih dari 0,06.

SL hanya diijinkan di sekitar tengah panjang komponen, harus sebagai sambungan tarik, yang harus dikenal tulangan transversal sepanjang penyalurannya.



Gambar 2.24 tipikal detail sambungan lewatan kolom pada SRPMK

Persyaratan tulangan transversal (TT) perlu dipasang sepanjang l_o dari muka HBK dikedua ujung kolom dimana lentur leleh kemungkinan dapat terjadi l_o harus tak boleh lebih kecil dari:

- Tinggi penampang komponen
- 1/6 panjang bentang bersih
- 500 mm

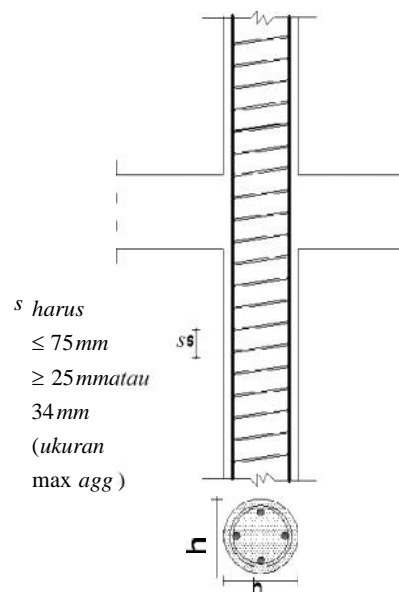
Total luas penampang tulangan hoops persegi panjang untuk pengekangan harus tidak boleh kurang dari nilai dua persamaan ini:

$$A_{sh} = 0,3 \left(sh_c f_c' / f_{yh} \right) \left[(A_g / A_{ch}) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0,09 \left(sh_c f_c' / f_{yh} \right)$$

s untuk tulangan transversal pengekanan harus tak boleh lebih dari $h/4,6 \times w$ tulangan longitudinal, $s_x \leq 150 \leq 100$.

Pengikat silang atau sengkang rangkap dari hoops tumpu tidak boleh punya s lebih dari 300 mm diarah tegak lurus tulangan memanjang komponen struktur. Tulangan vertical tidak boleh berjarak bersih lebih dari 150 mm dari tulangan yang didukung secara lateral. Bila TT untuk pengekanan tidak lagi disyaratkan maka sisa panjang kolom harus terpasang tulangan hoops dengan jarak s tak melebihi 6 x diameter tulangan memanjang atau 150mm.



Gambar 2.25 syarat pengekanan ujung-ujung kolom penulangan hoops
 (sengkang tertutup) persegi

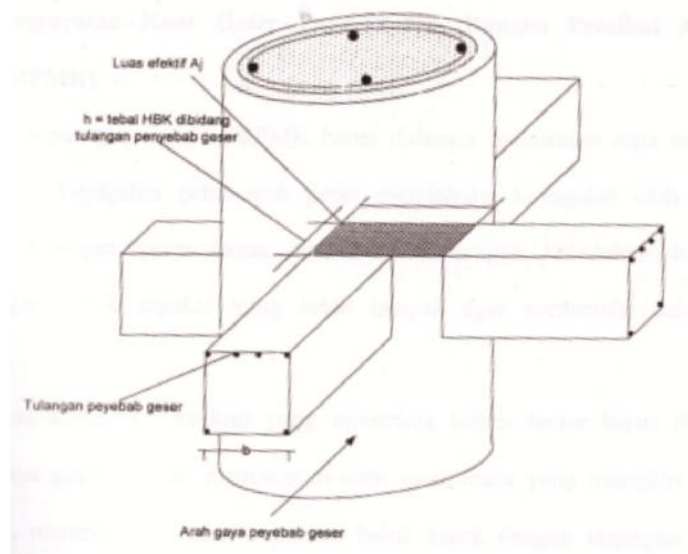
2.8.3 Hubungan Balok-Kolom (HBK) Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Penulangan harus menerus menembus HBK dan dijangkar sebagai batang tarik atau tekan dengan panjang penyaluran yang benar dalam suatu dalam suatu inti kolom terkekang. Lekatan antara tulangan memanjang dan beton tidak boleh sampai lepas atau slip didalam HBK yang berakibat menambah rotasi dalam HBK. Menurut SNI-2827-2002 pasal 23.5((4)) persyaratan ukuran minimum harus dipenuhi agar mengurangi kemungkinan kegagalan dan kehilangan lekatan pada waktu terjadi beban berbalik diatas tegangan leleh tulangan.

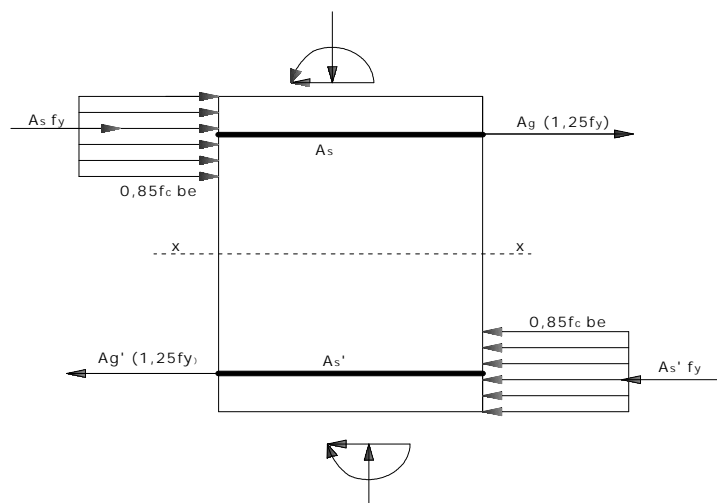
Bila tulangan memanjang balok menerus melewati HBK. Maka dimensi kolom yang sejajar tulangan balok harus tidak boleh lebih kecil dari 20 kali diameter terbesar tulangan memanjang.

Factor paling penting dalam menentukan kuat geser nominal HBK adalah luas efektif (A_j) dari HBK. Untuk HBK yang dikekang oleh balok-balok dikeempat mukanya, maka kapasitas atau kuat geser nominal HBK adalah sebesar $1,7 A_j \sqrt{f_c'}$. Untuk hubungan yang terkekang ditiga sisinya atau dua sisi yang berlawanan, maka kapasitasnya hanya $1,25 A_j \sqrt{f_c'}$. Penting untuk dipahami bahwa kapasitas geser adalah hanya fungsi dari kekuatan beton dan luas A_j .

Dalam menghitung gaya geser di HBK gaya dalam tulangan memanjang balok dimuka HBK, harus dianggap mempunyai tegangan tarik sebesar $1,25f_y$.



Gambar 2.26 Luas Efektif Dari HBK



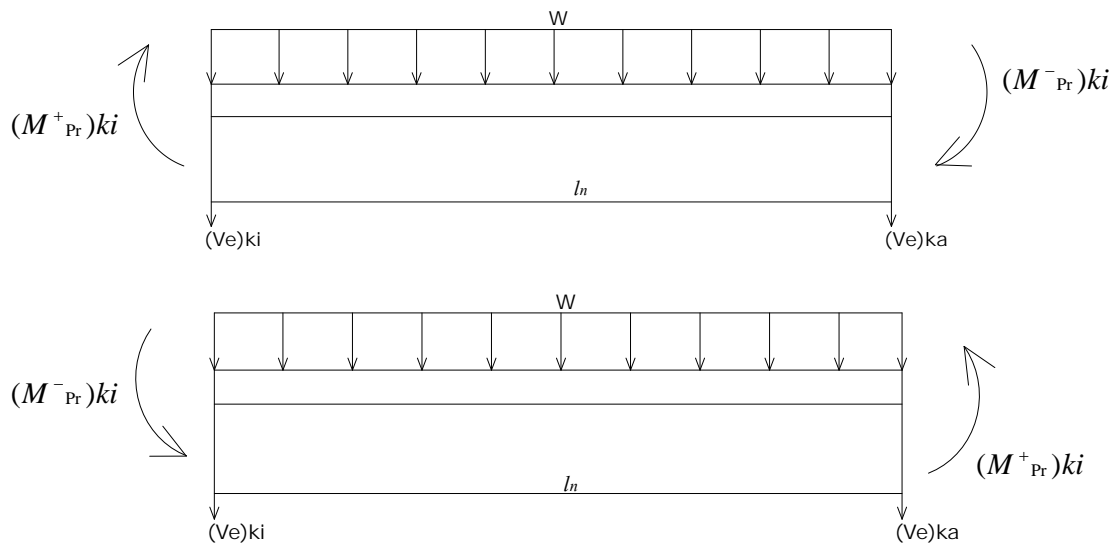
Gambar 2.27 Geser Horizontal Dalam HBK

2.8.4 Persyaratan Kuat Geser Pada Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Tulangan geser pada SRPMK harus didesain sedemikian rupa sehingga tidak terjadi kegagalan getas oleh geser mendahului kegagalan oleh lentur. Kebutuhan tulangan geser harus dibandingkan dengan kebutuhan tulangan pengekangan untuk dipakai yang lebih banyak agar memenuhi kebutuhan keduanya.

Pada komponen struktur yang menerima beban lentur harus didesain dengan gaya geser dengan memakai momen maksimum yang mungkin terjadi (M_{pr}). M_{pr} merupakan momen kapasitas balok balok

dengan tulangan sebesar $f_s = 1,25 f_y$ dan $w = 1$, ditamba beban gravitasi dibalok.

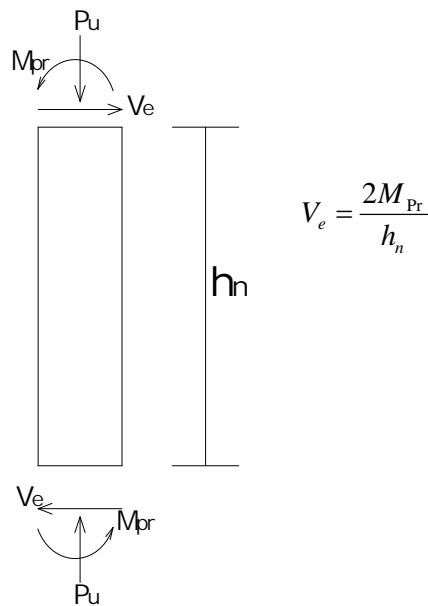


Gambar 2.28 desain gaya geser balok.

$$maksimumVe = \frac{(M^{\pm}_{Pr})ki + (M^{\pm}_{Pr})ka}{l_n} + \frac{w l_n}{2}$$

Bila gaya geser akibat saja $\geq 0,5$ maksimum kuat geser rencana, dan gaya aksial tekan terfaktor termasuk efek gempa kurang dari $A_g f'_c / 20$ maka kontribusi kuat geser beton V_c boleh di ambil sama dengan nol.

Untuk komponen struktur yang kena beban aksial dan lentur pada SRPMK, gaya geser rencana V_e harus ditentukan dari gaya-gaya maksimum yang dapat terjadi di HBK ditiap ujung komponen kolom oleh M_{pr} maksimum terkait dengan beban-baban aksial terfaktor yang bekerja pada komponen struktur yang bersangkutan V_e yang didapat tak perluh lebih besar dari gaya melintang HBK yang diperoleh dari M_{pr} komponen transversal dan boleh lebih kecil dari hasil analisa struktur.



Gambar 2.29. gaya geser rencana untuk kolom pada SRPMK

BAB III

DATA PERENCANAAN

3.1 Data-Data Perencanaan

3.1.3 Data Bangunan

Nama Gedung	=	Gedung Faktultas Hukum Pascasarjana UNIBRA Malar
Lokasi Gedung	=	Jl Mt. Haryono Kota Malang
Fungsi Bangunan	=	Gedung Kuliah pascasarjana
Jenis Struktur	=	Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)
Panjang bangunan	=	48 m
Lebar bangunan	=	24 m
Tinggi bangunan	=	55 m
Jumlah lantai	=	11 lantai
Zona gempa	=	Wilayah 6
Tebal Plat (hf)	=	120 mm
Tegangan leleh tulangan ulir f_y	=	390 MPa
Tegangan leleh tulangan polos f_y	=	240 MPa
Kuat tekan beton f'_c	=	30 MPa
Tegangan Putus (f_u)	=	350 Mpa

3.1.2 Data Pembebanan

» **Sesuai Dengan Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987**

maka beban hidup dan berat sendiri diatur sebagai berikut:

Beban hidup lantai 3 sampai 9 (Ruang Kuliah)	=	250 kg/m ²
Beban hidup lantai 2 dan 10 (R. Perpustakaan & Sidan)	=	400 kg/m ²
Berat spesie per cm tebal (2)	=	21 kg/m ²
Berat keramik per cm tebal (1.2)	=	22 kg/m ²

Berat pasangan batu merah	=	1700 kg/m ³
Berat jenis beton	=	2400 kg/m ³
Berat tangga dan bordes	=	300 kg/m ²
Beban guna/beban hidup atap	=	250 kg/m ²
Berat jenis air	=	1000 kg/m ³
Berat plafond + rangka penggantung	=	(11 + 7) = 18 kg/m ²

» **Sesuai Buku Arsitek Dengan Judul Sistem Perencanaan Gedung Tinggi**

Berat ducting AC	=	15 kg/cm ²
Lift dengan kapasitas muat 12 orang	=	1000 kg

3.2 Perencanaan Dimensi Balok dan Kolom

3.2.1 Dimensi Balok

menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.3 (1) bahwa lebar balok (b) tidak boleh kurang dari 250 mm dan perbandingan lebar (b) terhadap tinggi (h) tidak boleh kurang dari 0,3.

- untuk panjang balok induk = 6 m = 600 cm

$$h_{\max} = \frac{1}{10} L = \frac{1}{10} 600 = 60 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = \frac{1}{15} L = \frac{1}{15} 600 = 40 \text{ cm}$$

dipakai h dengan ukuran 60 cm

$$b_{\max} = \frac{2}{3} h = \frac{2}{3} 60 = 40 \text{ cm}$$

$$b_{\min} = \frac{1}{2} h = \frac{1}{2} 60 = 30 \text{ cm}$$

dipakai b dengan ukuran 40 cm

maka dimensi balok tipe 1 untuk bentang 6 m direncanakan 40/60

$$\frac{b}{h} = \frac{40}{60} = 0.6667 > 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

- untuk panjang balok induk = 4 m = 400 cm

maka dimensi balok tipe 2 untuk bentang 4 m direncanakan

$$\frac{b}{h} = \frac{30}{40} = 0.75 > 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

- untuk panjang balok induk = 3 m = 300 cm

maka dimensi balok tipe 3 untuk bentang 3 m direncanakan

$$\frac{b}{h} = \frac{30}{50} = 0.6 > 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Untuk panjang balok anak = 3 m = 300 cm

dipake balok anak dengan ukuran 25/30

$$\frac{b}{h} = \frac{20}{50} = 0.4 > 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

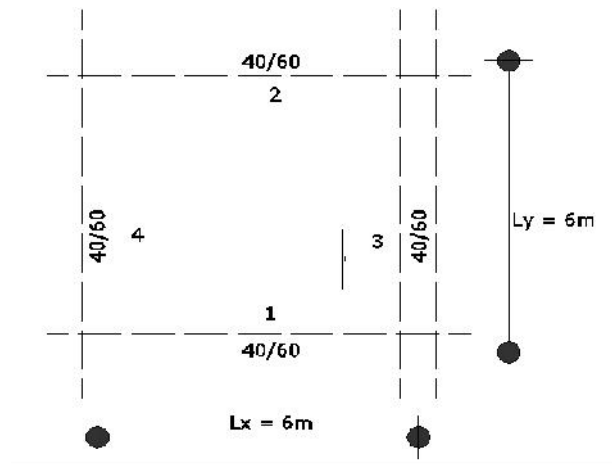
3.2.2 Dimensi Kolom

menurut SNI 03-2847-2002 pasal 23.4 (1) bahwa ukuran penampang terkecil tidak kurang 300 mm dan perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam boleh arah tegak lurusnya tidak boleh kurang dari 0,4.

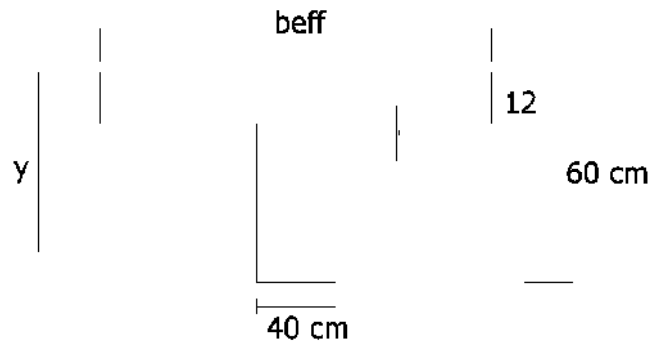
kolom dengan penampang bulat dipakai ukuran D60

3.2.3 Dimensi Plat

Diambil plat dengan bentang (ukuran) terbesar, dimana tebal plat awal dicoba dengan tebal 12 cm



Balok 40/60



Berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 10.10 dicantumkan bahwa lebar plat yang efektif dari flens yang membentang pada tiap sisi badan balok tidak boleh melebihi nilai dibawah ini:

Balok 1

$$\begin{aligned}
 b_{eff} &= b_w + 8h_{fkr} + 8h_{fkn} \\
 &= 300 + (8 \times 120) + (8 \times 120) \\
 &= 2220 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$b_{eff} = \frac{1}{4} L$$

$$\frac{1}{4} 6000 = 1500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} b_{eff} &= b_w + \frac{1}{2} l_{nr} + \frac{1}{2} l_{kn} \\ &= 300 + \frac{1}{2} 6000 + \frac{1}{2} 6000 = 6300 \text{ mm} \\ y &= \frac{(150 \times 12 \times 6) + (38 \times 30 \times 25)}{(150 \times 12) + (38 \times 30)} \\ &= 11955.83333 \text{ mm} = 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

Inersia balok (Ib)

$$\begin{aligned} I_b &= \frac{1}{12} 30 \times 38^3 + 30 \times 38 \times 13^2 + \frac{1}{12} 150 \times 12^3 + 150 \\ &\quad \times 12 \times 6.96^2 \\ &= 438635 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

Inersia Plat (Is)

$$\begin{aligned} I_s &= \frac{1}{12} 600 \times 12^3 \\ &= 86400 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Perbandingan kekakuan lentur balok terhadap kekuatan lentur plat (Γ_m)

$$\begin{aligned} \Gamma_m &= \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \\ &= \frac{438635}{86400} = 5 \longrightarrow E_{cb} = E_{cs} \end{aligned}$$

untuk perhitungan selanjutnya dapat ditabelkan sebagai berikut :

No	balok (cm)		beff	y	Ib	Is	r_m
	b	h	cm	cm	cm	cm ⁴	
1	40	60	150	12	438635	86400	5.1
2	40	60	150	12	438635	86400	5.1
3	40	60	150	12	438635	86400	5.1
4	40	60	150	12	438635	86400	5.1

Nilai rata-rata dari kekuatan balok terhadap kekuatan plat (r_m)

$$r_m = \frac{5 + 5.1 + 5.077 + 5.077}{4}$$

$$= 5.077$$

$$S = \frac{L_n}{S_n} = \frac{560}{560} = 1 < 2 \longrightarrow \text{Plat 2 arah}$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 11.53 untuk menentukan tebal plat tidak boleh kurang dari 9 cm

$$h_{min} = L_n \frac{\left(0.8 + \frac{f_y}{1500}\right)}{36 + 9S}$$

$$= 560 \frac{\left(0.8 + \frac{240}{1500}\right)}{36 + 9.1}$$

$$= \frac{537.6}{45}$$

$$= 11.947 \text{ cm} < 12 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Tebal plat yang direncanakan yaitu 12 cm telah memenuhi syarat tebal minimum syara tebal minimum plat. Untuk plat yang lainnya tidak perlu direncanakan lagi, sehingga te plat direncakana sama yaitu menggunakan tebal plat 12 cm.

3.3 Perhitungan Pembebanan Struktur

3.3.1 Pembebanan Pada Atap

- Beban Hidup Pada Atap

$$\begin{aligned} \text{Beban guna} &= 100 &= \frac{100 \text{ kg/m}^2}{1} \\ q_l &= 100 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

3.3.2 Pembebanan Pada Lantai 11

3.3.2a Pembebanan Plat Lantai

- **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned} - \text{Berat plafond + pengantung} &= 11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2 \\ - \text{Berat spesie 2 cm tebal} &= 2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2 + \\ & \quad \mathbf{qd} = 60 \text{ kg/m}^2 \\ - \text{Berat tandon} &= 1 \times 1000 = 1000 \text{ kg/m}^2 \\ & \quad \mathbf{qd} = 1000 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Note:

Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan metode plat Mesing, berat sendiri plat, kolom dan balok tidak dihitung karena sudah diperhitungkan pada sehingga self weight/berat sendiri (Program Bantu Komputer: STAAD Pro).

- **Beban Hidup (ql)**

$$\begin{aligned} \text{Beban orang} &= 100 &= \frac{100 \text{ kg/m}^2}{1} \\ q_l &= 100 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

- **Beban Lift (ql)**

Beban lift dikategorikan beban hidup (ql) karena beban yang bergerak

$$- \text{lift dengan kapasitas muat 12 orang} \quad \mathbf{ql} = 1000 \text{ kg}$$

3.3.2b Pembebanan Pada Balok Lantai 11

» Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

Pembebanan balok induk melintang line 5 dan 6 merupakan balok dengan dimensi (40/60), bentang (6m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding = 2.8 m
- Lebar dinding = 0.2 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = 2.8 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{714 \text{ kg/m}}$$

$$\text{qd} = 714 \text{ kg/m}$$

» **Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)**

Pembebanan balok induk melintang line C dan F merupakan

balok dengan dimensi (40/60), bentang (6m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding = 2.8 m
- Lebar dinding = 0.2 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = 2.8 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{714 \text{ kg/m}}$$

$$\text{qd} = 714 \text{ kg/m}$$

Pembebanan balok induk melintang line C dan F merupakan

balok dengan dimensi (40/60), bentang (6m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding = 1 m
- Lebar dinding = 0.2 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 1700 kg/m³

$$\text{Berat dinding} = 1 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{255 \text{ kg/m}}$$

$$\text{qd} = 255 \text{ kg/m}$$

3.3.3 Pembebanan Pada Lantai 10 (Ruang Sidang)

3.3.3a Pembebanan Plat lantai

- **Beban Mati (qd)**

- Berat plafond + penggantung = $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat spesie 2 cm tebal = $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Berat ducting AC = 15 kg/m^2
- Berat keramik 1.2 cm tebal = $1.2 \times 22 = \underline{26.4 \text{ kg/m}^2} +$
 $\mathbf{qd} = 101.4 \text{ kg/m}^2$

- **Beban Hidup (ql)**

- Berat beban guna (Ruang Sidang) = $\underline{400 \text{ kg/m}^2}$
 $\mathbf{ql} = 400 \text{ kg/m}^2$

3.3.3b Pembebanan Pada Balok

» **Pembebanan Balok Induk (Portal melintang)**

Pembebanan balok induk melintang line 2, 4, 5, 7 dan 9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) untuk bentang (6m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama = $4.5 \text{ m} - 0.6 = 3.9 \text{ m}$
- Lebar dinding = 0.2 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 1700 kg/m^3
- Berat Dinding = $3.9 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{994.5 \text{ kg/m}}$
 $\mathbf{qd} = 994.5 \text{ kg/m}$

Pembebanan balok anak melintang line 6' = 7' merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding untuk ME = $3 \text{ m} - 0.5 = 2.5 \text{ m}$
- Lebar dinding = 0.2 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 1700 kg/m^3

$$\begin{aligned}
 \text{– Berat Dinding} &= 2.5 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{637.5 \text{ kg/m}} \\
 \mathbf{qd} &= 637.5 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Pembebanan balok anak melintang line 10 = 1 merupakan balok dengan dimensi 20/50 bentang (2.5 m)

• **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned}
 \text{– Tinggi dinding untuk gudang} &= 4.5 \text{ m} - 0.5 = 4 \text{ m} \\
 \text{– Lebar dinding} &= 0.2 \text{ m} \\
 \text{– Panjang dinding} &= 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang}) \\
 \text{– Berat jenis pasangan batu merah} &= 1700 \text{ kg/m}^3 \\
 \text{– Berat Dinding} &= 4 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{1020 \text{ kg/m}} \\
 \mathbf{qd} &= 1020 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

» **Pembebanan Balok Induk (Portal memanjang)**

pembebanan balok induk melintang line A, B, D, E dan G merupakan balok dengan dimensi (40/60) bentang (3m)

• **Beban Mati (qd)**

$$\begin{aligned}
 \text{– Tinggi dinding untuk gudang} &= 4.5 \text{ m} - 0.6 = 3.9 \text{ m} \\
 \text{– Lebar dinding} &= 0.2 \text{ m} \\
 \text{– Panjang dinding} &= 1 \text{ m} \quad (\text{diambil per 1 meter panjang}) \\
 \text{– Berat jenis pasangan batu merah} &= 1700 \text{ kg/m}^3 \\
 \text{– Berat Dinding} &= 3.9 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{994.5 \text{ kg/m}} \\
 \mathbf{qd} &= 994.5 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

ket:

$$\begin{aligned}
 \text{Berat kaca untuk struktur} &= 50\% \text{ dari berat dinding} \\
 &= 0.5 \times 995 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\mathbf{jadi \text{ berat dinding (qd)} = 497 \text{ kg/m}}$$

Pembebanan balok anak memanjang line E' dan E'' merupakan balok dengan dimensi (30/40) bentang (3 m)

• **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding kamar mandi/WC = 3 m - 0.4 = 2.6 m
- Lebar dinding = 0.2 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 1700 kg/m³
- Berat Dinding = $2.6 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{663 \text{ kg/m}}$
- qd** = 663 kg/m

3.3.3c Pembebanan Pada Tangga atau Bordes

» Pembebanan pada tangan atau bordes lantai 2-10

- **Beban Mati (qd)**

- Berat spesie 2 cm tebal = 2 x 21 = 42 kg/m²
- Berat keramik 1.2 cm tebal = 1.2 x 22 = 26.4 kg/m² +
- qd** = 68.4 kg/m²

- **Beban Hidup (ql)**

- Berat beban guna untuk tangga/ bordes = 300 kg/m²
- ql** = 300 kg/m²

3.3.4 Pembebanan Pada Lantai 3, 4, 5, 6, 7, 8 dan 9 (Ruang Kelas/Kuliah)

3.3.4a Pembebanan Pada Plat Lantai

- **Beban Mati (qd)**

- Berat plafond + penggantung = 11 + 7 = 18 kg/m²
- Berat spesie 2 cm tebal = 2 x 21 = 42 kg/m²
- Berat ducting AC = 15 kg/m²
- Berat keramik 1.2 cm tebal = 1.2 x 22 = 26.4 kg/m² +
- qd** = 101.4 kg/m²

- **Beban Hidup (ql)**

- Berat beban guna (Ruang Kuliah) = 250 kg/m²
- ql** = 250 kg/m²
- Beban guna pada plat teras = 100 kg/m²
- ql** = 100 kg/m²

3.3.4b Pembebanan Pada Balok

» Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

Pembebanan balok induk melintang line 2, 3, 4, 5, 7, 8 dan 9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) bentang (6m)

• Beban Mati (qd)

- Tinggi dinding utama $= 4.5 \text{ m} - 0.6 = 3.9 \text{ m}$
- Lebar dinding $= 0.2 \text{ m}$
- Panjang dinding $= 1 \text{ m}$ (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah $= 1700 \text{ kg/m}^3$
- Berat Dinding $= 3.9 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{994.5 \text{ kg/m}}$
 $\mathbf{qd} = 994.5 \text{ kg/m}$

Pembebanan balok anak melintang line 6' = 8' merupakan balok dengan dimensi (30/50) bentang (3m)

• Beban Mati (qd)

- Tinggi dinding untuk ME $= 3 \text{ m} - 0.5 = 2.5 \text{ m}$
- Lebar dinding $= 0.2 \text{ m}$
- Panjang dinding $= 1 \text{ m}$ (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah $= 1700 \text{ kg/m}^3$
- Berat Dinding $= 2.5 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{637.5 \text{ kg/m}}$
 $\mathbf{qd} = 637.5 \text{ kg/m}$

Pembebanan balok anak melintang line 1 = 10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) bentang (2.5m)

• Beban Mati (qd)

- Tinggi dinding untuk gudang $= 4.5 \text{ m} - 0.5 = 4 \text{ m}$
- Lebar dinding $= 0.2 \text{ m}$
- Panjang dinding $= 1 \text{ m}$ (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah $= 1700 \text{ kg/m}^3$
- Berat Dinding $= 4 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{1020 \text{ kg/m}}$
 $\mathbf{qd} = 1020 \text{ kg/m}$

» **Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)**

Pembebanan balok induk memanjang line A, B, dan G merupakan balok dengan dimensi (40/60) bentang (3 m)

• **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama $= 4.5 \text{ m} - 0.6 = 3.9 \text{ m}$
- Lebar dinding $= 0.2 \text{ m}$
- Panjang dinding $= 1 \text{ m}$ (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah $= 1700 \text{ kg/m}^3$
- Berat Dinding $= 3.9 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{994.5 \text{ kg/m}}$
 $\mathbf{qd} = 994.5 \text{ kg/m}$

ket:

Berat kaca untuk struktur = 50% dari berat dinding

$$= 0.5 \times 995 \text{ kg/m}$$

$$\mathbf{jadi \text{ berat dinding (qd)} = 497 \text{ kg/m}}$$

Pembebanan balok induk memanjang line D dan E merupakan balok dengan dimensi (40/60) bentang (3m)

• **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama $= 4.5 \text{ m} - 0.6 = 3.9 \text{ m}$
- Lebar dinding $= 0.2 \text{ m}$
- Panjang dinding $= 1 \text{ m}$ (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah $= 1700 \text{ kg/m}^3$
- Berat Dinding $= 3.9 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{994.5 \text{ kg/m}}$
 $\mathbf{qd} = 994.5 \text{ kg/m}$

Pembebanan balok induk memanjang line C' dan D' merupakan balok dengan dimensi (30/40) bentang (3m)

• **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama $= 4.5 \text{ m} - 0.4 = 4.1 \text{ m}$
- Lebar dinding $= 0.2 \text{ m}$

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 1700 kg/m^3
- Berat Dinding = $4.1 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 1045.5 \text{ kg/m}$
 $\mathbf{qd} = 1045.5 \text{ kg/m}$

3.3.5 Pembebanan Pada Lantai 2 (Ruang Perpustakaan)

3.3.5a Pembebanan Pada Plat Lantai

- **Beban Mati (qd)**

- Berat plafond + penggantung = $11 + 7 = 18 \text{ kg/m}^2$
- Berat spesie 2 cm tebal = $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$
- Berat ducting AC = 15 kg/m^2
- Berat keramik 1.2 cm tebal = $1.2 \times 22 = 26.4 \text{ kg/m}^2$ +
 $\mathbf{qd} = 101.4 \text{ kg/m}^2$

- **Beban Hidup (ql)**

- Berat beban guna (Ruang Perpustakaan) = 400 kg/m^2
 $\mathbf{ql} = 400 \text{ kg/m}^2$

3.3.5b Pembebanan Pada Balok

» **Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)**

Pembebanan balok induk melintang line 2, 4, 7, dan 9 merupakan balok dengan dimensi (40/60) bentang (6m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama = $4.5 \text{ m} - 0.6 = 3.9 \text{ m}$
- Lebar dinding = 0.2 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 1700 kg/m^3
- Berat Dinding = $3.9 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 994.5 \text{ kg/m}$
 $\mathbf{qd} = 994.5 \text{ kg/m}$

Pembebanan balok induk melintang line 6' = 7' merupakan balok dengan

dimensi (30/40) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding untuk ME = 3 m - 0.4 = 2.6 m
- Lebar dinding = 0.2 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 1700 kg/m³
- Berat Dinding = 2.6 x 0.15 x 1 x 1700 = 663 kg/m
qd = 663 kg/m

Pembebanan balok induk melintang line 1 = 10 merupakan balok dengan dimensi (20/50) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding untuk gudang = 4.5 m - 0.5 = 4 m
- Lebar dinding = 0.2 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 1700 kg/m³
- Berat Dinding = 4 x 0.15 x 1 x 1700 = 1020 kg/m
qd = 1020 kg/m

» **Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)**

Pembebanan balok induk memanjang line A, B dan G merupakan balok dengan dimensi (40/60) bentang (3 m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama = 4.5 m - 0.6 = 3.9 m
- Lebar dinding = 0.2 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah = 1700 kg/m³
- Berat Dinding = 3.9 x 0.15 x 1 x 1700 = 994.5 kg/m
qd = 994.5 kg/m

ket:

Berat kaca untuk struktur = 50% dari berat dinding

$$= 0.5 \times 994.5 \text{ kg/m}$$

$$\text{jadi berat dinding (qd)} = 497.25 \text{ kg/m}$$

Pembebanan balok induk memanjang line D dan E merupakan balok dengan dimensi (40/60) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama $= 4.5 \text{ m} - 0.6 = 3.9 \text{ m}$
- Lebar dinding $= 0.2 \text{ m}$
- Panjang dinding $= 1 \text{ m}$ (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah $= 1700 \text{ kg/m}^3$
- Berat Dinding $= 3.9 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{994.5 \text{ kg/m}}$
 $\text{qd} = 994.5 \text{ kg/m}$

Pembebanan balok induk memanjang line C' dan D' merupakan balok dengan dimensi (30/40) bentang (3m)

- **Beban Mati (qd)**

- Tinggi dinding utama $= 4.5 \text{ m} - 0.4 = 4.1 \text{ m}$
- Lebar dinding $= 0.2 \text{ m}$
- Panjang dinding $= 1 \text{ m}$ (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis pasangan batu merah $= 1700 \text{ kg/m}^3$
- Berat Dinding $= 4.1 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = \underline{1045.5 \text{ kg/m}}$
 $\text{qd} = 1045.5 \text{ kg/m}$

TABEL UNTUK PEMBEBANAN STRUKTUR														
	Beban Mati		Beban Hidup		Beban Mati (tembok penuh)		Beban Mati		Beban hidup		Beban Tandon Air		Beban Lift	
	untuk plat lantai		untuk plat lantai		untuk Balok		(tembok kombinasi kaca)		(tangga/bordes)		untuk plat lantai		untuk Balok	
	(Kg/m²)		(Kg/m²)		(Kg/m')		utntu balok (Kg/m')		untuk plat (Kg/m ²)		(Kg/m²)		(Kg)	
Lantai 11/ Atap	60		100		714						1000		1000	
Lantai 10	101.4		400		1046		497		300					
Lantai 9	101.4		250		1046		497							
									300					
Lantai 8	101.4		250		1046		497							
Lantai 7	101.4		250		1046		497		300					
Lantai 6	101.4		250		1046		497		300					
Lantai 5	101.4		250		1046		497		300					
Lantai 4	101.4		250		1046		497		300					
Lantai 3	101.4		250		1046		497		300					
Lantai 2	101.4		400		1046		497		300					

3.4 Langkah – Langkah Pendimensian Struktur 3D Pada Staad Pro 2004:

Pemodelan Struktur:

Open Staad Pro 2004 Space kemudian (isi file name, lokasi penyimpanan file, Title/judul tugas) Pilih Unit (Meter, Kilogram) kemudian pilih Next Yes Add Beam finish, Digambar dengan menggunakan sumbu global X,Z kemudian gambar denah sesuai ukuran bangunan pake Snap Node/Beam Geometri: Intersect selected members Enter tolerance = 0 kemudian Okey Yes Untuk menggambar struktur lantai atas di pilih menu Translational repeat Global direction pilih Y Default step spacing = 5 m (sesuai tinggi lantai dari lantai dasar ke lantai berikutnya) Number of step (diisi sesuai dengan jumlah tingkat yang ada dalam struktur) pilih Link Steps Ok

Kemudian dihapus batang pada lantai dasar

Pendimensian:

Pilih menu commands member property Prismatic pilih Rectangle untuk kolom / balok yang berbentuk persegi, pilih Circle untuk kolom/ balok yang berbentuk bulat, diisi sesuai ukuran: $YD = h$, $ZD = b$ untuk balok dan untuk kolom bulat pilih circle masukan nilai $YD = Diameter$ Assign close.

Tumpuan:

Pilih menu commands support specifications fixed (untuk tumpuan jepit) Assign close.

Pembeban:

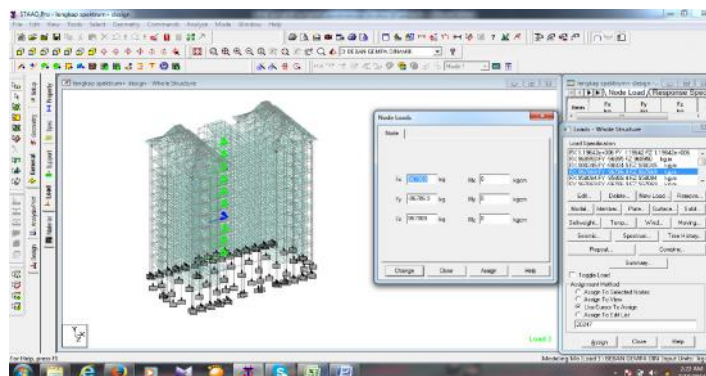
Pilih menu commands loading primary load create new primary load

case: Title diisi nama beban **ke -1** (beban mati) pilih selfweight untuk berat sendiri struktur: Direction = Y Facctor/nilai = -1 Assign. Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada lantai (plate load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan, Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada batang/balok (member load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan.

New Load: diisi nama beban **Ke-2** (beban Hidup) yang bekerja pada lantai (plate) diisi nilai beban hidup (ql) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987(Tabel 3.1 hal. 12)

New Load: diisi nama beban **Ke-3** (beban gempa) yang bekerja pada struktur diisi nilai pembebanan sesuai dengan berat sendiri tiap lantai yang akan dibebankan pada pusat massa yaitu arah sumbu X dan Z, kemudian diatur nilai *Response Spectrum Load* Koefisien Gempa dasar untuk Wilayah Gempa 6 untuk tanah Sedang. Langkah pembebanan gempa seperti dihalaman berikut ini:

1. Mengisi nilai beban gempa



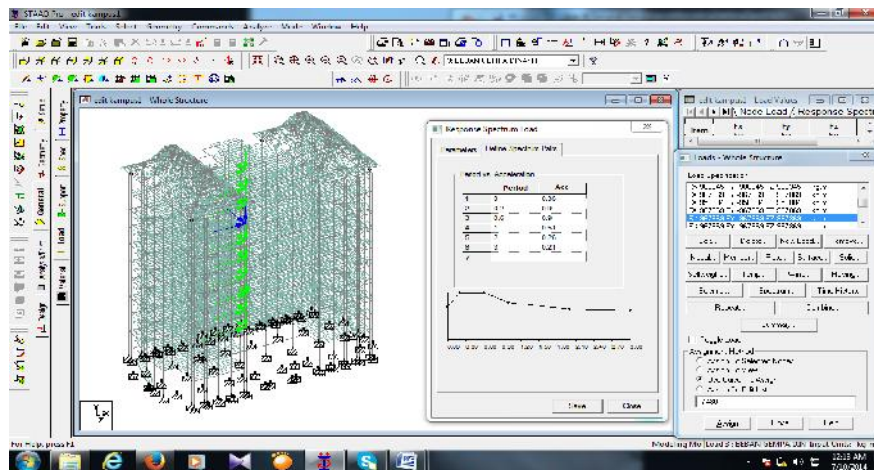
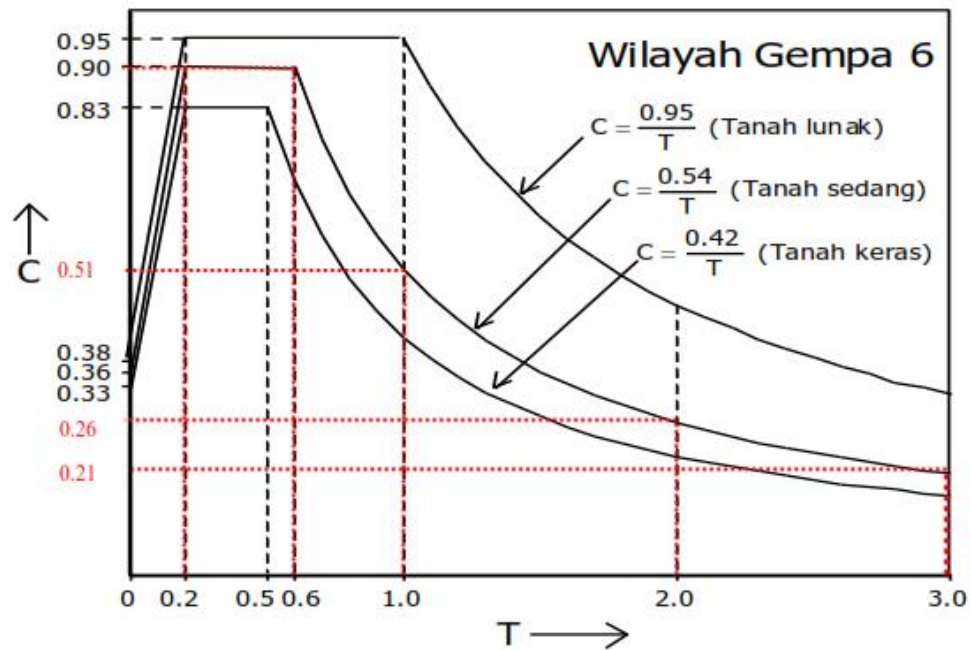
Gambar 3.1 Beban Gempa

Tabel 3.2 Beban Gempa Dinamik Arah X, Z dan Y

Lantai	FX (kg)	FZ (kg)	FY(kg)
			Wi * 10%
2	1196415.5	1196415.5	119641.55
3	968950.188	968950.188	96895.0188
4	988344.75	988344.75	98834.475
5	967868.688	967868.688	96786.8688
6	958084.438	958084.438	95808.4438
7	967868.688	967868.688	96786.8688
8	967868.562	967868.562	96786.8562
9	967868.875	967868.875	96786.8875
10	955605.312	955605.312	95560.5312
11	673230.125	673230.125	67323.0125

Diisi nilai gaya geser gempa yang telah dihitung tiap lantai pada kotak Fx, Fy dan Fz, dimana Fx dan Fz adalah gaya lateral gempa sedangkan Fy adalah beban gravitasi bumi efeknya hanya $\pm 10\%$ akibat gempa

3. Mengatur Response Spectrum Load Define Spectrum Pairs



Gambar 3.3 Beban Gempa dan Define Spectrum Pairs

Koefisien gempa dasar untuk wilayah gempa 6 tanah sedang, dengan perhitungan Response Spectrum Gempa Rencana didapat nilai $C = 0,51$ (SNI 1726 – 2002 pasal 4.7.6)

New Load Combination:

Load comb 4 kombinasi 1

1 1.2 2 1.6 (1, 2 D + 1, 6 L)

Load comb 5 kombinasi 2

1 1.2 2 1 3 1 (1, 2 DL + 1 LL + 1 EQ)

Design:

Pilih Concrete design karena struktur portal yang di desain menggunakan material beton **Select parameter:** diisi nilai parameter desain (f'_c dan f_y) sesuai dengan data perencanaan Assign. **Define parameter:** diisi nilai f_c dan f_y sesuai dengan data perencanaan. **Design Command:** dipilih Design Beam=desain balok Assign. Design Column = desain kolom Assign, Design Slab/Element = desain elemen/plat Assign. **Take off:** menampilkan berat volume beton Assign...

Untuk menghitung berat struktur perlantai

Command Post, Analysis Print CG Yes

Untuk menghitung Drift

Command Post, Analysis Print Story Drift Yes

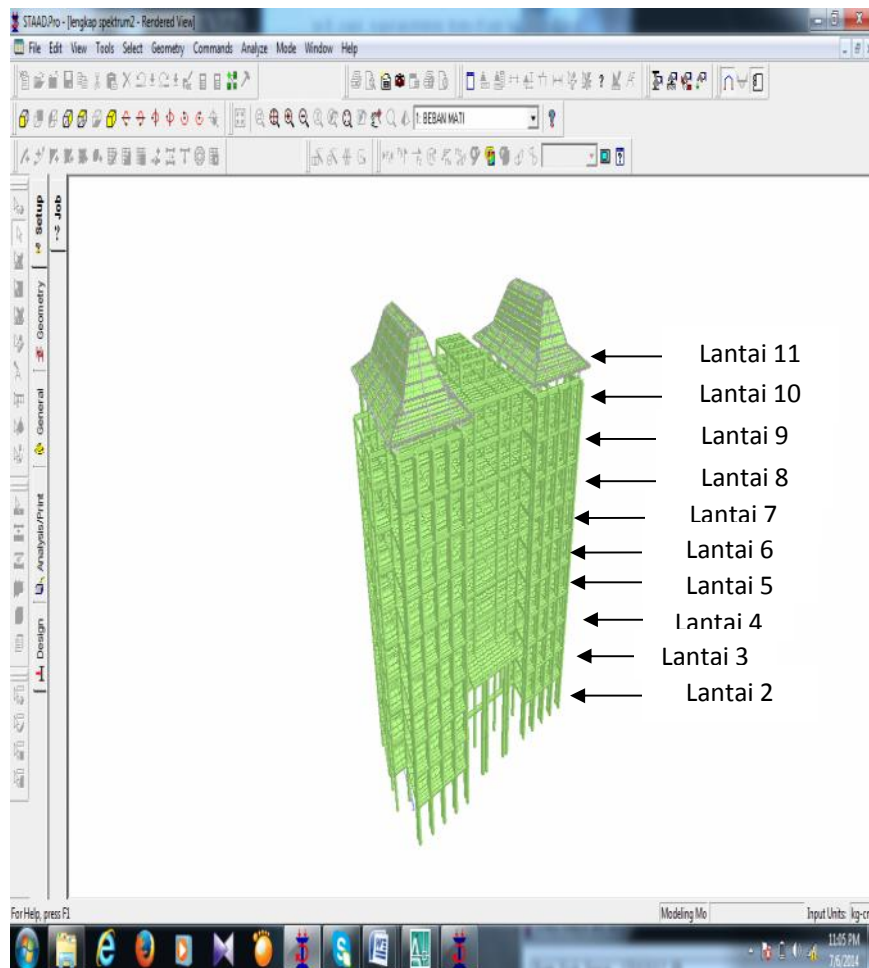
Analysis:

Command Analysis perform Analysis No Print Add Close

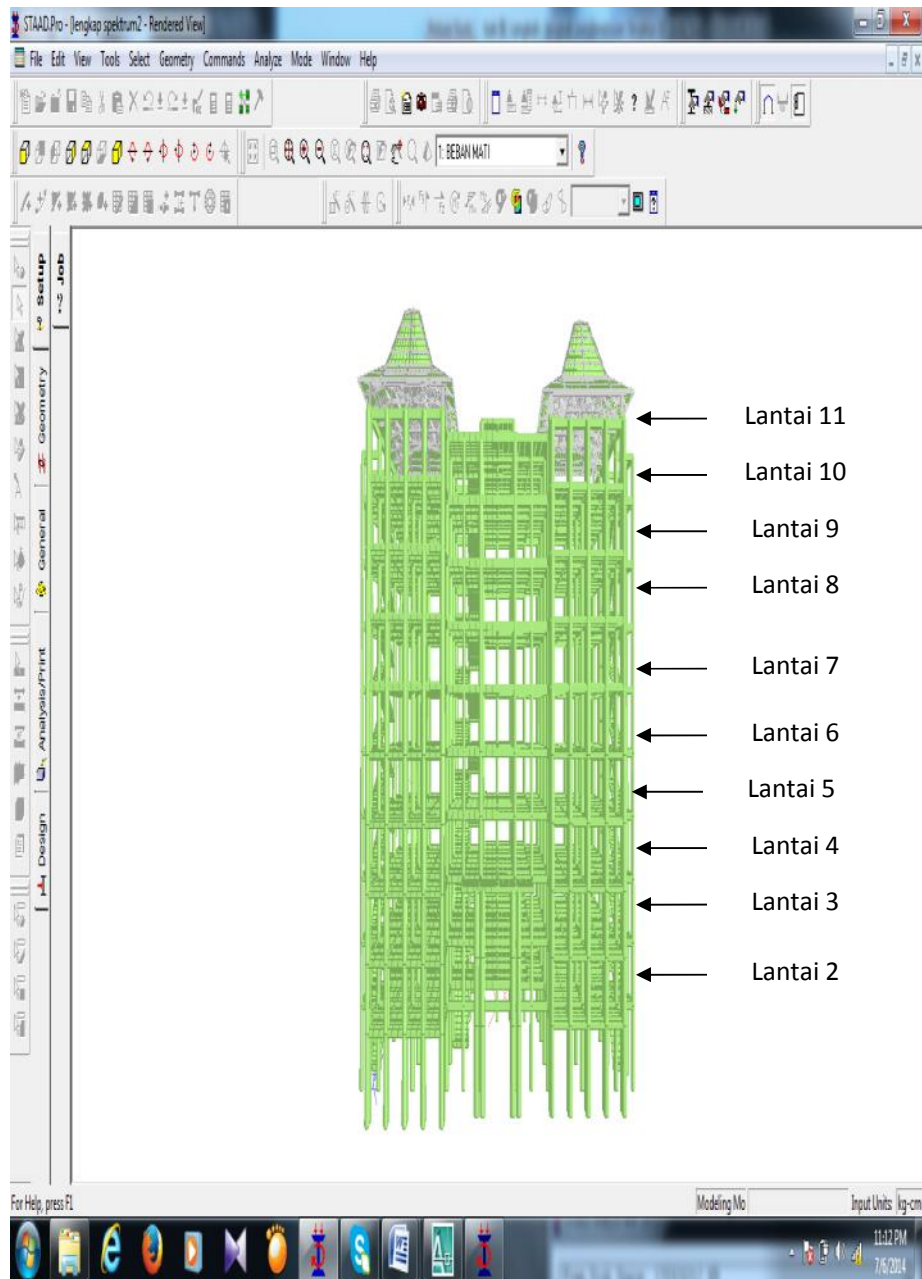
Run Analysis:

Analyze Run Analysis Staad Analysis Run analysis Save.

3.5 Perhitungan Pusat Masa (center of mass) dan Pusat Kekakuan (center of rigidity) Struktur.



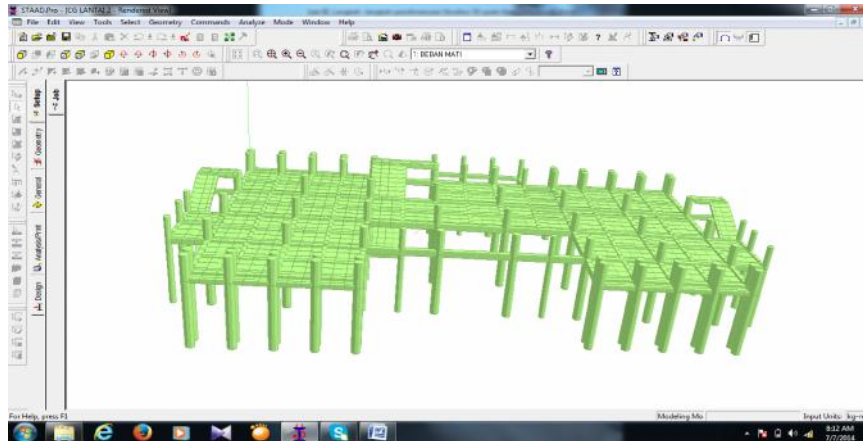
Gambar 3.4 portal 3D dalam bentuk isometric



Gambar 3.5 Render portal 3D tampak depan

3.6 Gambar dan perhitungan pusat massa Lantai

➤ Gambar potongan lantai 2

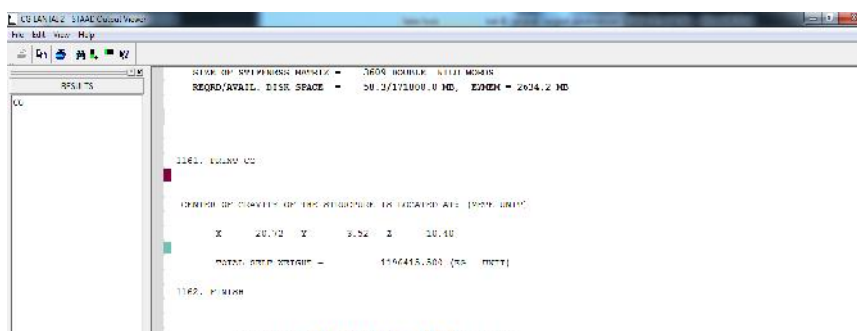


Gambar 3.6 Potongan Lantai 2

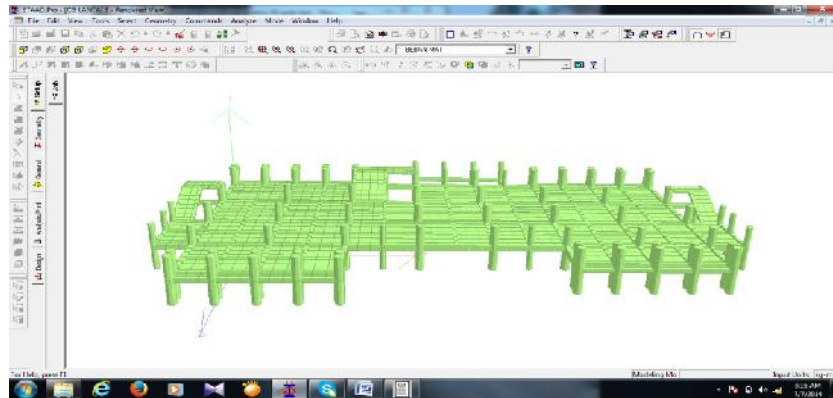
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 2 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.3 Berat dan Koordinat Lantai 2

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
1196415.5	20.72	10.40



➤ Gambar potongan lantai 3

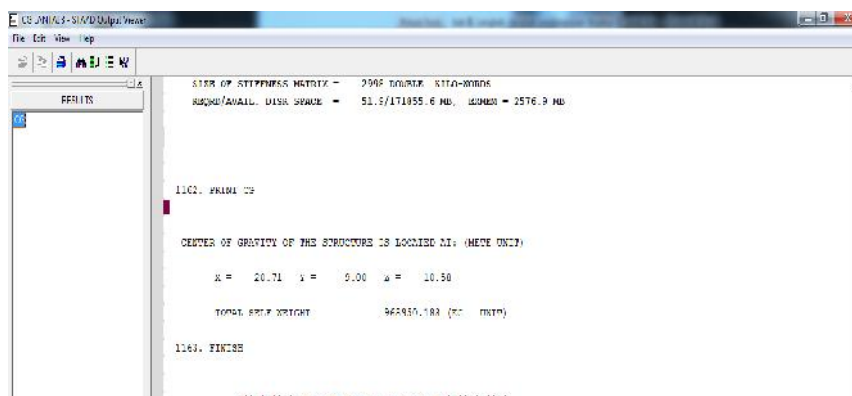


Gambar 3.7 Potongan Lantai 3

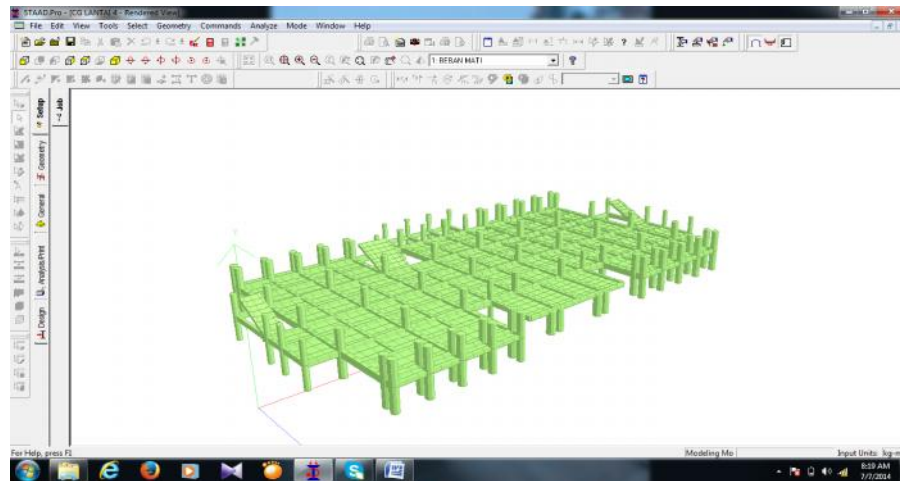
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 3 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.4 Berat dan Koordinat Lantai 3

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
968950.188	20.71	10.58



➤ Gambar potongan lantai 4

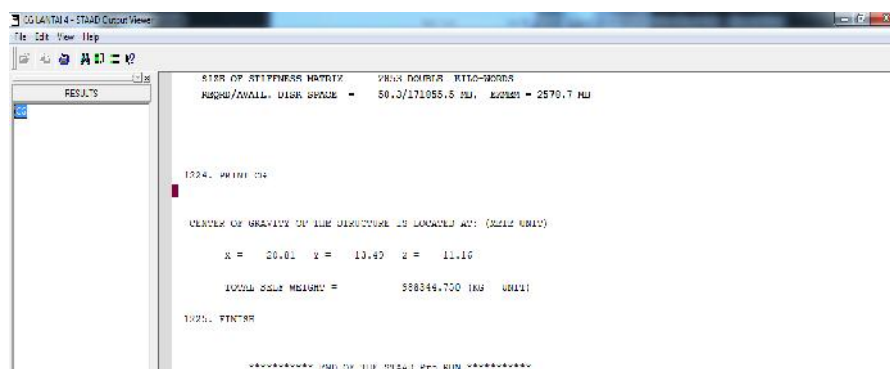


Gambar 3.8 Potongan Lantai 4

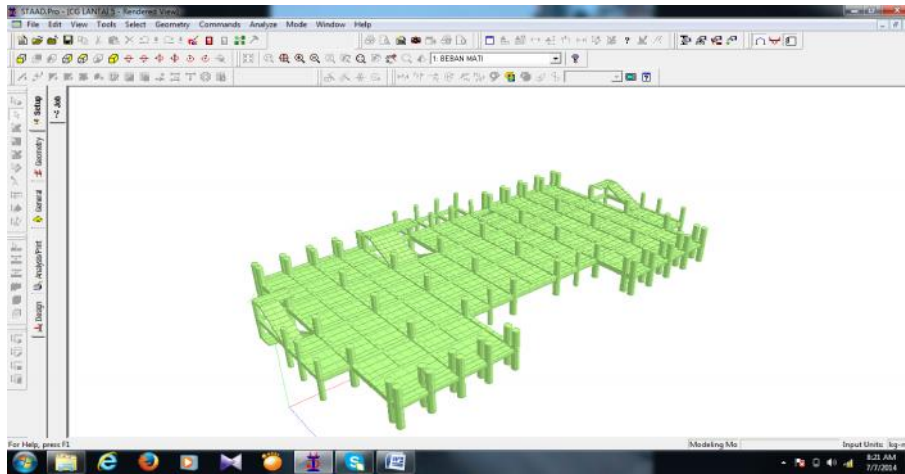
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 4 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.5 Berat dan Koordinat Lantai 4

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
988344.750	20.81	11.16



➤ Gambar potongan lantai 5

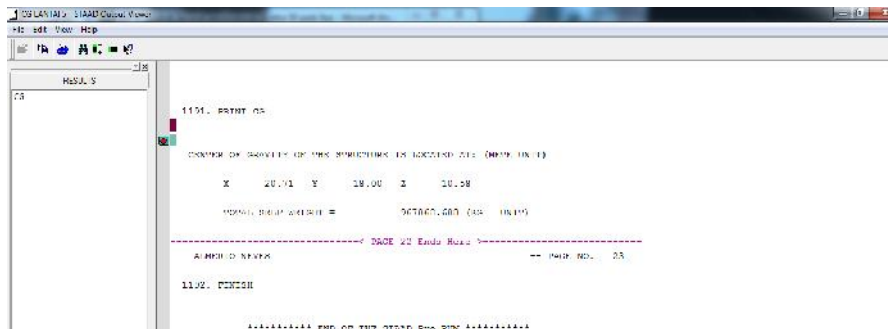


Gambar 3.9 Potongan Lantai 5

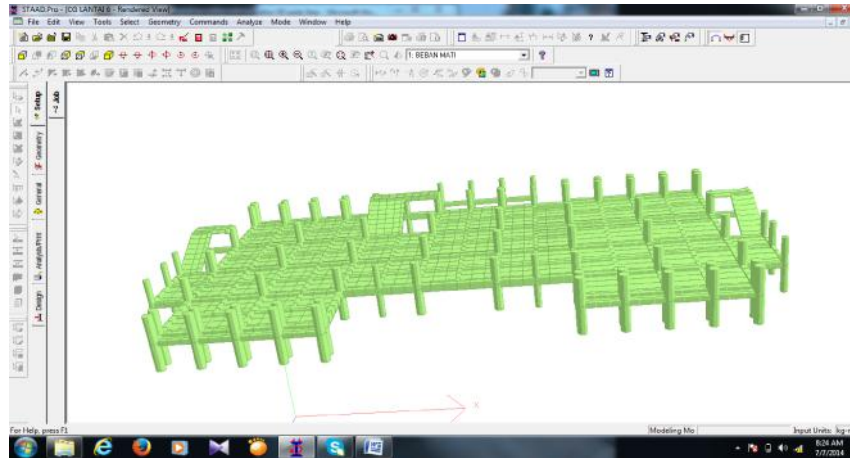
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 5 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.6 Berat dan Koordiant Lantai 5

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
1068000	20.71	10.58



➤ Gambar potongan lantai 6

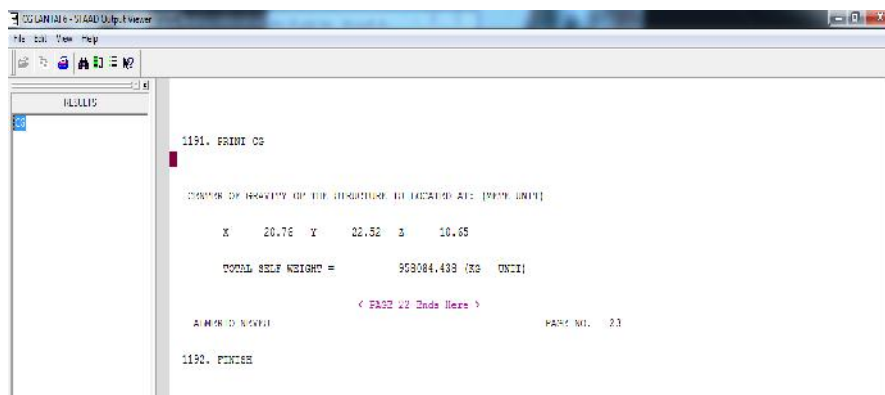


Gambar 3.10 Potongan Lantai 6

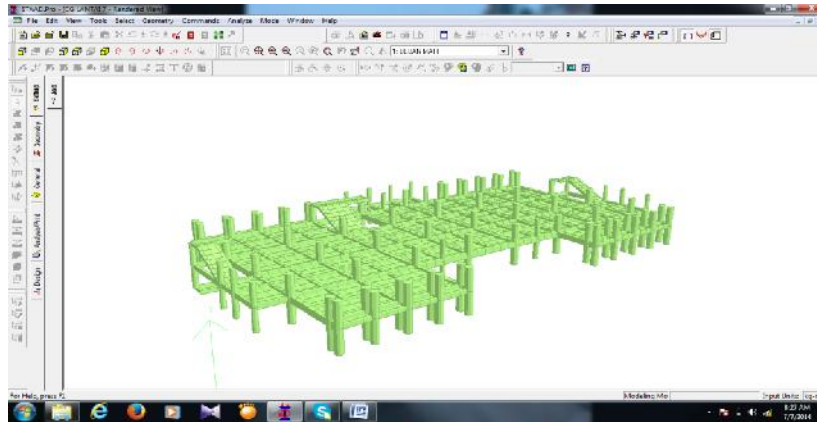
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 6 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.7 Berat dan Koordinat Lantai 6

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
958084.438	20.76	10.65



➤ **Gambar potongan lantai 7**

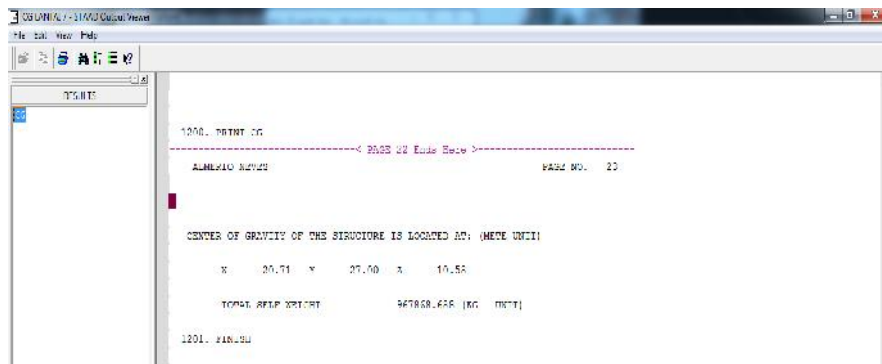


Gambar 3.11 Potongan Lantai 7

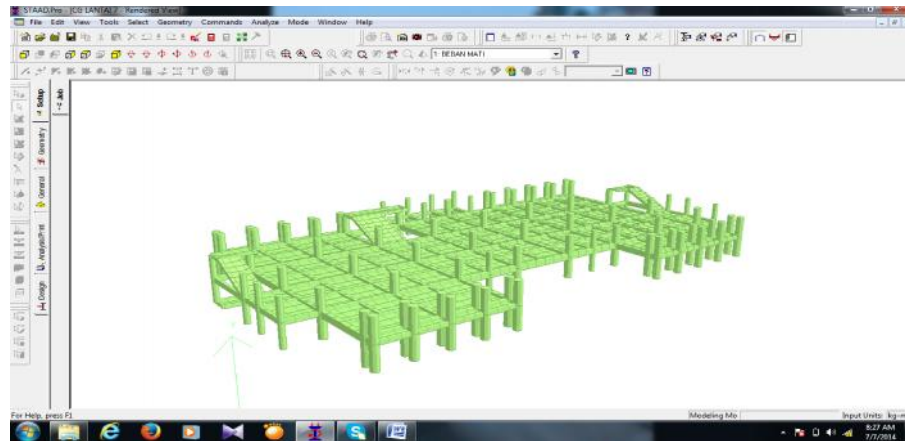
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 7 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.8 Berat dan Koordinat Lantai 7

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
967868.688	20,71	10.58



➤ Gambar potongan lantai 8

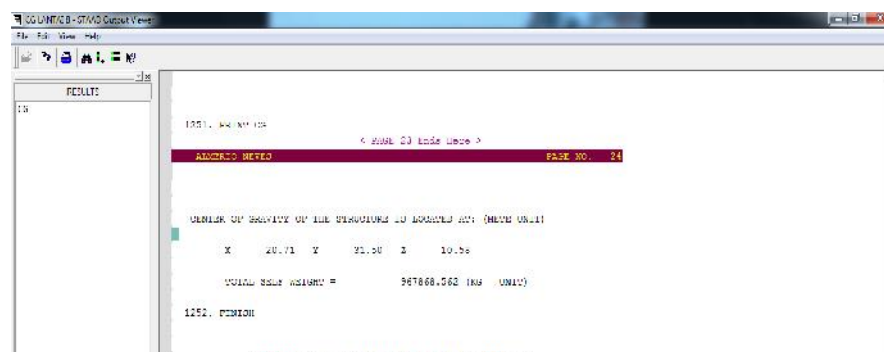


Gambar 3.12 Potongan Lantai 8

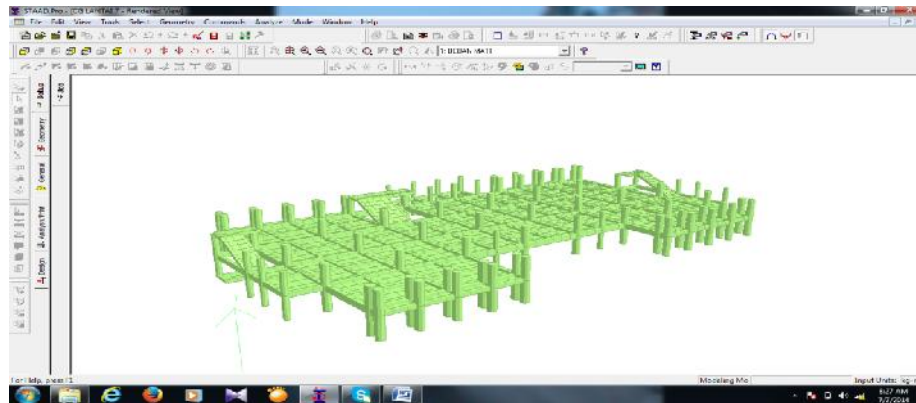
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 8 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.9 Berat dan Koordinat Lantai 8

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
967868.562	20,71	10.58



➤ Gambar potongan lantai 9

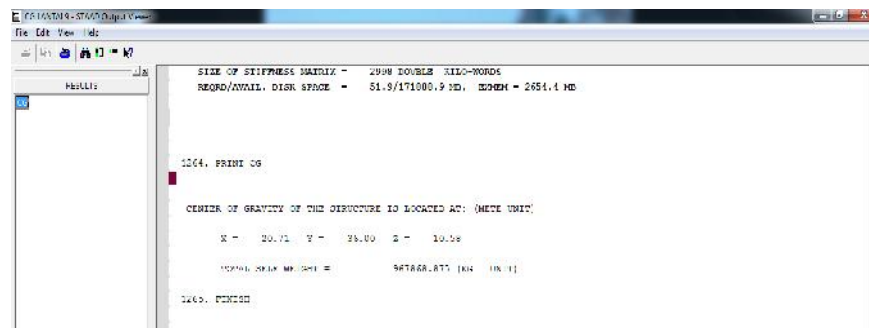


Gambar 3.13 Potongan Lantai 9

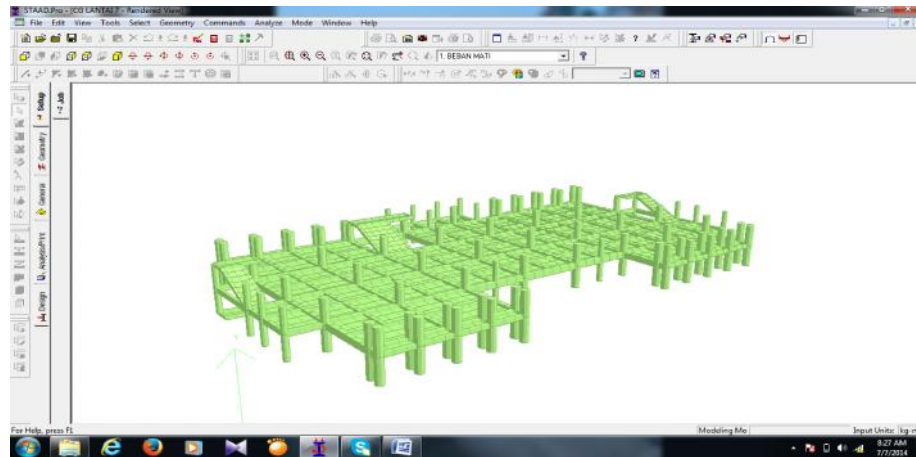
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 9 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.10 Berat dan Koordinat Lantai 9

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
967868.875	20,71	10.58



➤ Gambar potongan lantai 10

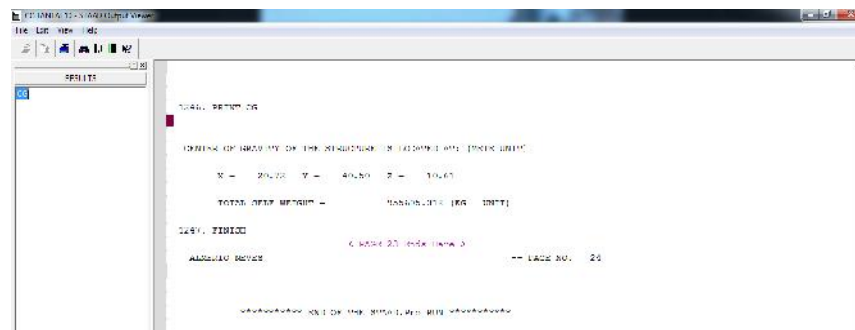


Gambar 3.14 Potongan Lantai 10

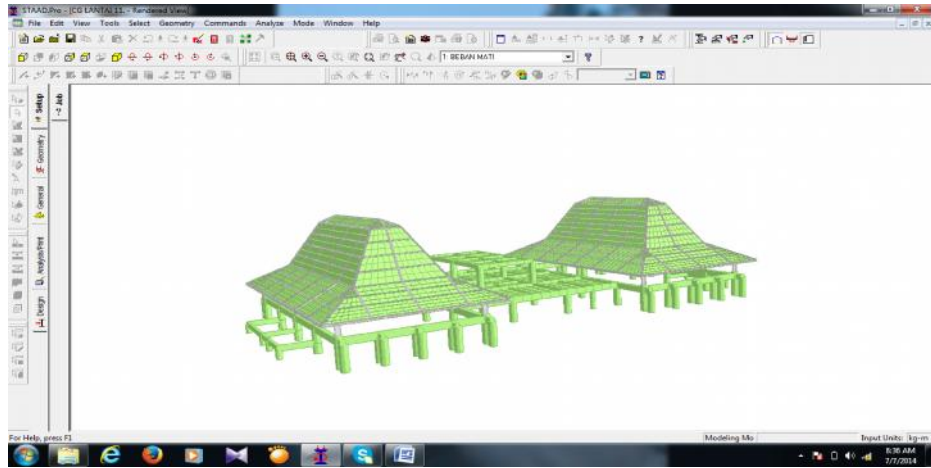
Berat dan Koordinat pusat masa Lantai 10 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.11 Potongan Lantai 10

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
955605.321	20,72	10.61



➤ **Gambar potongan lantai 11**

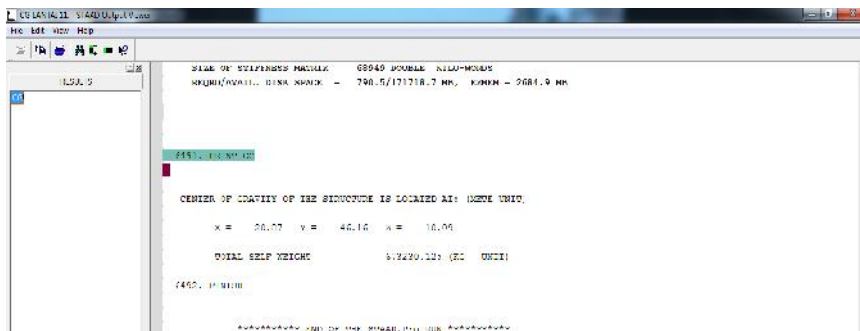


Gambar 3.15 Potongan Lantai 11

Berat dan Koordinat pusat masa Latai 11 (Center of Mass) dari Hasil Staad Pro

Tabel 3.12 Potongan Lantai 11

Berat (Kg)	Koordinat (m)	
	X	Z
673230.125	20,87	10.09



1. Koordinat pusat masa lantai (Center of Mass) dilihat dari hasil running Program Bantu Teknik Sipil (PBTS)/STAAD PRO, berat bangunan per lantai yang telah dipotong dalam bentuk 3D dengan perintah / Command Post Analysis Print: CG (Center of Gravity) dan Support Reaction.

Koordinat pusat massa per lantai seperti pada tabel dibawah ini:

Tabel 3.13 koordinat Per Lantai

Koodinat per lantai	X	Z
Lanta 2	20.72	7,81
Lanta 3	20.71	10.58
Lanta 4	20.81	11.16
Lanta 5	20.71	10.58
Lanta 6	20.76	10.65
Lanta 7	20.71	10.58
Lanta 8	20.71	10.58
Lanta 9	20.71	10.58
Lanta 10	20.72	10.61
Lanta 11	20.87	10.09

Keterangan:

Nilai koordinat ini dipakai untuk memberikan beban gempa pada struktur dan Respon Spectrum Gempa pada struktur dapat dilihat pada Input data Staad Pro, dengan mengatur parameter – parameter: X = 1, Y = 1, Z = 0, 3

Dalam menganalisa beban gempa dinamik (SNI – 1726 – 2002 pasal 5.8.2)

Untuk mensimulasi arah pengaruh gempa yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembeban gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%. Sehingga dalam parameter Specturm Load Direction diisi: X =1, Y= 1 dan Z = 0, 3

Berat bangunan tiap lantai dari hasil analisa STAAD PRO di tabelkan

Tabel 3.14 Berat Bangunan Per Lantai

Lantai	Elevasi (m)	Berat total (kg)
2	8.25	1196415.5
3	12.75	968950.188
4	17.25	988344.75
5	21.75	967868.688
6	26.25	958084.438
7	30.75	967868.688
8	35.25	967868.562
9	39.75	967868.875
10	44.25	955605.312
11 + atap	55	673230.125
Berat total		9612105.126

- Waktu getar bangunan (T)

2. Rumus Empiris: $T = C_t \cdot H^{3/4}$

Dimana T = waktu Getar (detik)

H = ketinggian sampai puncak (m)

C_t = 0,0731 (untuk beton)

Maka $T = 0,0731 \cdot 55^{3/4}$
 $= 1,48$ detik

3. Kontrol pembatas waktu alami fundamental T sesuai pasal 5.6

Syarat $T < \xi \cdot n$

Dimana koefisien ditetapkan menurut tabel 8

Koefisien ξ yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung.

Tabel 3.15 Koefisien Wilayah Gempa

Wilayah gempa	ξ
1	0,2
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

Dari tabel diatas, struktur yang dibangun termasuk wilayah gempa 6, maka:

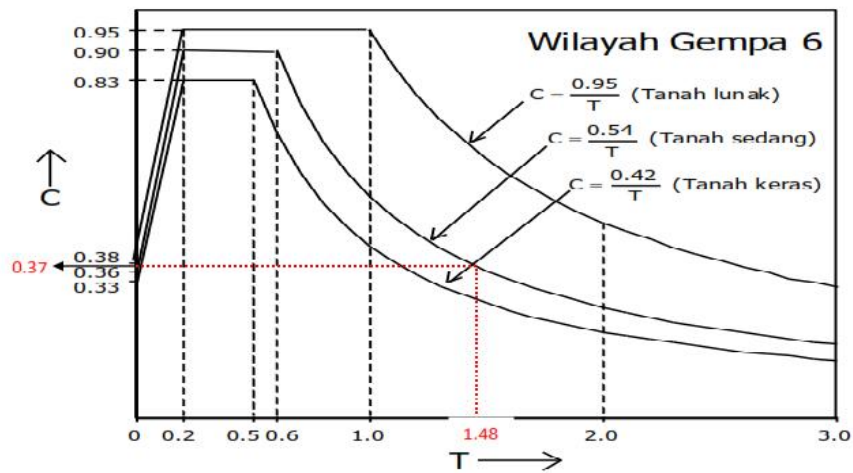
ξ = 0,15 (Buku standar ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung)

n = 11 (tingkat)

T = $\xi \cdot N = 0,15 \cdot 11$

= 1,65 detik > T empiris = 1,48 detik (dipakai T Empiris)

4. wilayah gempa 6 dan tanah sedang



Gambar 3.16 Respons Spectrum Gempa Rencana

Koefisien gempa dasar untuk wilayah gempa 6 tanah sedang

Dari gambar diatas didapat nilai $C = 0,37$ (SNI 1726 – 2002 pasal 4.7.6)

3.6.1 Beban gempa Dinamis seperti pada tabel dibawah ini:

Berat bangunan tiap lantai dari hasil analisa STAAD PRO di tabelkan

Tabel 3.16 koordinat Per Lantai

Lantai	Elevasi (m)	Berat total (kg)
2	8.25	1196415.5
3	12.75	968950.188
4	17.25	988344.75
5	21.75	967868.688
6	26.25	958084.438
7	30.75	967868.688
8	35.25	967868.562
9	39.75	967868.875
10	44.25	955605.312
11 + atap	55	673230.125
Berat total		9612105.126

3.7. Kinerja Batas Layan (s) dan Kinerja Batas Ultimit (m)

a) Kinerja Batas Layang (s)

Drift s diperoleh dari hasil analisa struktur portal beton 3 dimensi menggunakan gempa respos spectrum berupa hasil deformasi lateral / simpangan horizontal maksimum peringkat yang terjadi pada rangka portal yang dapat ditinjau terhadap arah X dan arah Z

Menurut SNI 03-1726-2002 pasal 8.1.2 Untuk memenuhi syarat kinerja batas layan, maka drift s antar tingkat tidak boleh lebih besar dari:

$$= 0,15 \text{ (wilayah gempa 6)}$$

$$R = 8,5 \text{ (Rangka Pemikul Momen Khusus SRPMK) beton bertulang}$$

$$h_i = 6000 \text{ mm (jarak antar lantai)}$$

Untuk memenuhi syarat kinerja batas layan, maka drift s antar tingkat tidak boleh lebih :

$$(\text{drift s}) = \frac{0,03}{R} \times h_i$$

1. Tingkat 1, h = 6000 mm

$$(\text{drift s}) = \frac{0,03}{8,5} \times 6000 = 21,176 \text{ mm.}$$

2. Tingkat 2-10, h = 4500 mm

$$(\text{drift s}) = \frac{0,03}{8,5} \times 4500 = 15.882 \text{ mm}$$

Dari hasil perhitungan drift s antara tingkat untuk SRPMK yang dihitung memenuhi persyaratan dan dapat dilihat pada tabel dibawah ini

Tabel 3.17 Analisa s akibat gempa

Lantai Ke-i	hi (m)	s (mm)	drift s antar lantai (mm)	Syarat drift s (mm)	Keterangan
11	46,5	25,355	4,220	15,882	OK
10	42	21,135	3.572	15,882	OK
9	37,5	17,564	3.338	15,882	OK
8	33	14,226	3.141	15,882	OK
7	28,5	11,085	2.842	15,882	OK
6	24	8,243	2.540	15,882	OK
5	19,5	5,703	2.135	15,882	OK
4	15	3,569	1.749	15,882	OK
3	10,5	1,820	1.010	15,882	OK
2	6	0,810	0.810	21,176	OK

SNI 03-1726-2002 menetapkan untuk membatasi terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan, disamping untuk mencegah kerusakan non struktural dan ketidaknyamanan penghuni. Selanjutnya untuk membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang akan membawa korban jiwa manusia dengan membatasi nilai drift m antar tingkat tidak boleh melampaui $0,02 \times$ tinggi tingkat yang bersangkutan.

$$1.\text{lantai 2, } h \text{ (drift m)} = 0,02 \times 6000 = 120 \text{ mm.}$$

$$2.\text{lantai 3-11, } h \text{ (drift m)} = 0,02 \times 4500 = 90 \text{ mm.}$$

$$m = x R x s \text{ (untuk tingkat 1)}$$

$$m = 0.15 \times 8,5 \times 21,176$$

$$= 26,999$$

Drift m antar lantai

$$= 0,7 \cdot R \text{ (gedung SRPMK, beton bertulang = 8,5)}$$

$$= 0,7 \cdot 8,5$$

$$= 5,95$$

$$m = x s \text{ (untuk lantai 2)}$$

$$m = 5,95 \times 0,810$$

$$= 4,817 \text{ mm}$$

$$m = x s \text{ (untuk lantai 3)}$$

$$m = 5,95 \times 1,01$$

$$= 6,009 \text{ mm}$$

$$m = x s \text{ (untuk lantai 4)}$$

$$m = 5,95 \times 1,749$$

$$= 10,407 \text{ mm}$$

$$m = x s \text{ (untuk lantai 5)}$$

$$m = 5,95 \times 2,135$$

$$= 12,702 \text{ mm}$$

$$m = x \text{ s (untuk rantai 6)}$$

$$m = 5,95 \times 2,540$$

$$= 15,113 \text{ mm}$$

$$m = x \text{ s (untuk rantai 7)}$$

$$m = 5,95 \times 2,842$$

$$= 16,907 \text{ mm}$$

$$m = x \text{ s (untuk rantai 8)}$$

$$m = 5,95 \times 3,141$$

$$= 18,687 \text{ mm}$$

$$m = x \text{ s (untuk rantai 9)}$$

$$m = 5,95 \times 3,338$$

$$= 19,860 \text{ mm}$$

$$m = x \text{ s (untuk rantai 10)}$$

$$m = 5,95 \times 3,572$$

$$= 21,252 \text{ mm}$$

$$m = x \cdot s \text{ (untuk rantai 11)}$$

$$m = 5,95 \times 4,220$$

$$= 25,355 \text{ mm}$$

pembatasan s dan m antar rantai untuk SRPMK yang dihitung di penuhi.

Tabel penyimpangan lateral dan drift antar tingkat akibat beban gempa yaitu sebagai berikut :

Tabel 3.18 Penimpangan Lateral (Drift)

La antai Ke-i	hi (m)	s (mm)	drift s antar rantai (mm)	Drift m antar rantai (mm)	Syarat drift m (mm)	Ketera ngan
11	46,5	25,355	4,220	25,109	90	OK
10	42	21,135	3.572	21,252	90	OK
9	37,5	17,564	3.338	19,860	90	OK
8	33	14,226	3.141	18,687	90	OK
7	28,5	11,085	2.842	16,907	90	OK
6	24	8,243	2.540	15,113	90	OK
5	19,5	5,703	2.135	12,702	90	OK
4	15	3,569	1.749	10,407	90	OK
3	10,5	1,820	1.010	6,009	90	OK
2	6	0,810	0.810	4,817	120	OK

3.8 Perhitungan Eksentrisitas Rencana e_d

- Untuk $0 < e \leq 0.3 b$:

$$e_d = 1.5 e + 0.05 b \text{ atau } e_d = e - 0.05 b$$

- Untuk $e > 0.3 b$:

$$e_d = 1.33 e + 0.1 b \text{ atau } e_d = 1.17e - 0.1 b$$

Dari setiap persamaaan, di pilih di antara ke dua rumus itu, yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur subsistem struktur gedung yang di tinjauh.

3.8.1. Lantai 10

Dimana : $b_z = 24 \text{ m}$

$$b_x = 48 \text{ m}$$

$$a). e_z = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.02 \leq 0.3 \times 24$$

$$= 0.02 < 7,2 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.02 + 0.05 \times 24$$

$$= 1,23 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.02 - 0.05 \times 24$$

$$= - 1,18 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 1,23 m

$$\text{b). } e_x = e \leq 0.3 \text{ b}$$

$$= 4.46 \leq 0.3 \times 48$$

$$= 4.46 < 12.4 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 4.46 + 0.05 \times 48$$

$$= 9,09 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= 4.46 - 0.05 \times 48$$

$$= 2.08 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : 9,09 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 15, $e_{dz} = 1,23 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 9,09 \text{ m}$

3.8.2. Lantai 9

$$\text{Dimana : } bz = 24 \text{ m}$$

$$bx = 48 \text{ m}$$

$$\text{a). } e_z = e \leq 0.3 \text{ b}$$

$$= 0.02 \leq 0.3 \times 24$$

$$= 0.02 < 7,2 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.02 + 0.05 \times 24$$

$$= 1,23 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.02 - 0.05 \times 24$$

$$= - 1,18 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 1,23 m

$$\text{b). } e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= 4.46 \leq 0.3 \times 48$$

$$= 4.46 < 12.4 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 4.46 + 0.05 \times 48$$

$$= 9,09 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= 4.46 - 0.05 \times 48$$

$$= 2.08 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : 9,09 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 15, $e_{dz} = 1,23 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 9,09 \text{ m}$

3.8.3. Lantai 8 - 2

Dimana : $b_z = 24 \text{ m}$

$$b_x = 48 \text{ m}$$

$$a). e_z = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.02 \leq 0.3 \times 24$$

$$= 0.02 < 7,2 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.02 + 0.05 \times 24$$

$$= 1,23 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.02 - 0.05 \times 24$$

$$= - 1,18 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 1,23 m

$$b). e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= 4.46 \leq 0.3 \times 48$$

$$= 4.46 < 12.4 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 4.46 + 0.05 \times 48$$

$$= 9,09 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= 4.46 - 0.05 \times 48$$

$$= 2.08 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : 9,09 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 15, $e_{dz} = 1,23 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 9,09 \text{ m}$

Tabel 3.22 Eksentrisitas Rencana (e_d)

Lantai	Jarak (m)	
	e_{dz}	e_{dx}
10	1,23	9,09
9	1,23	9,09
8	1,23	9,09
7	1,23	9,09
6	1,23	9,09
5	1,23	9,09

4	1,23	9,09
3	1,23	9,09
2	1,23	9,09

BAB IV

PERHITUNGAN PENULANGAN STRUKTUR

4.1 Perhitungan Penulangan Balok

4.1.1 Perhitungan Penulangan Lentur Balok

Penulangan yang direncanakan adalah pada balok induk melintang line tengah dengan balok No. 401, 3920, 3922

➤ Data Perencanaan

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$h = 600 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_{yulir} = 390 \text{ Mpa}$$

$$f_{ypolos} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Selimut beton} = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai tulangan pokok D} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai tulangan sengkang} = \varnothing 10 \text{ mm}$$

$$\text{Bentang balok 401, 3920, 3922 (L)} = 6000 \text{ mm}$$

$$\text{Bentang bersih balok (Ln)} = 5600 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{selimut beton} - \text{diameter sengkang} - 1/2 \text{ diameter tulangan rencana}$$

$$= 600 - 40 - 10 - (1/2 \times 19)$$

$$= 540,5 \text{ mm}$$

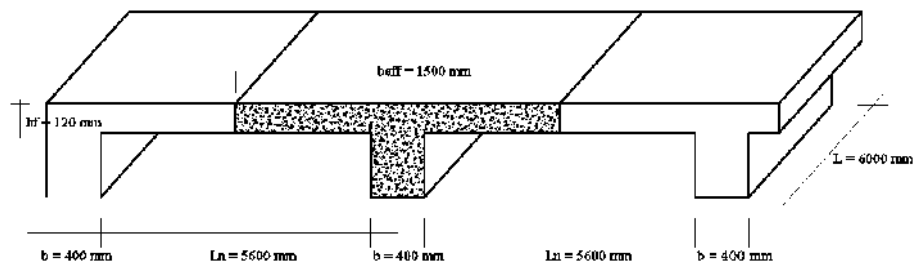
- Beban aksial tekan $A_g \cdot f'_c / 10$

$$11,30 \text{ kN} \quad \{ [400 \times 600] \times 30/10 \} \times 10^{-3}$$

$$11,30 \text{ kN} \quad 720 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

- Bentang bersih $4d$
 $5600 \quad 4 \times 540,5$
 $5600 \quad 2162 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{OK}$
- $b_w/h \quad 0,3$
 $400/600 \quad 0,3$
 $0,6667 \quad 0,3 \dots\dots\dots \text{OK}$
- $b_w \quad 250$
 $400 \quad 250 \dots\dots\dots \text{OK}$

➤ Perencanaan Penulangan



Lebar flens efektif (b_{eff})

- $b_{eff} = 1/4 L$
 $= 1/4 \times 6000$
 $= 1500 \text{ mm}$
- $b_{eff} = b_w + 8h_{fkr} + 8h_{fkn}$
 $= 400 + (8 \times 120) + (8 \times 120)$
 $= 2320 \text{ mm}$
- $b_{eff} = b_w + 1/2 L_{nkr} + 1/2 L_{nkn}$
 $= 400 + (1/2 \times 5600) + (1/2 \times 5600)$
 $= 6000 \text{ mm}$

Dipakai nilai b_{eff} terkecil yaitu = 1500 mm

Untuk mengetahui luar tulangan tarik yang diizinkan (A_{smaks}) maka dihitung :

$$A_{s \text{ maks}} = \frac{0,75 \cdot (0,85 \cdot f_c')}{f_y} \times \left[b_{eff} \cdot h_f + b_w \left(\frac{600 \cdot d}{f_y + 600} - h_f \right) \right], \text{ diaman}$$

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$ dan $f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$A_{s \text{ maks}} = \frac{0,8 \cdot (0,85 \cdot 30)}{390} \times \left[1500 \cdot 120 + 400 \left(\frac{600 \cdot 540,5}{390 + 600} - 120 \right) \right]$$

$$A_{smaks} = 0,049 \times 43107,9 = 2113,944 \text{ mm}^2$$

Tulangan minimal sedikitnya harus dihitung menurut SNI – 2847 pasal

23.3.(2.(1)) dan tidak boleh lebih kecil dari :

$$\begin{aligned} A_{smin} &= \frac{b_w \cdot d}{4 \cdot f_y} \sqrt{f_c'} = \frac{400 \cdot 540,4}{4 \cdot 390} \sqrt{30} \\ &= 759,087 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

dan

$$\begin{aligned} A_{smin} &= \frac{1,4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = \frac{1,4 \cdot 400 \cdot 540,5}{390} \\ &= 776,103 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan mengetahui batasan dari jumlah tulangan yang harus terpasang untuk menahan momen yang terjadi pada struktur portal tahan gempa.

Maka dipakai tulangan minimum 3 D 19

$$\begin{aligned} A_s &= 1/4 \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= 1/4 \cdot 3,14 \cdot 19^2 \\ &= 850,16 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dipakai tulangan minimal 3 D 19 ($A_s = 850,16 \text{ mm}^2 > 776,103 \text{ mm}^2$)

- Momen nominal (Mn) :

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{202.786 \times 10^6}{0.80} = 253.4825 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

- Koefisien Tahanan (Rn) :

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{253.483 \times 10^6}{400 \times 541^2} = 2.1692$$

- Perbandingan Tegangan (m)

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c'} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15.2941$$

- Rasio penulangan perlu/rasio tulangan tarik yang memberikan kondisi regangan pada suatu penampang balok (r perlu):

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15.294118} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.2941 \times 2.1692}{390}} \right) \\ &= 0.0653846 \times 1 \left(-\sqrt{0.829867843} \right) \\ &= 0.00858211 \end{aligned}$$

- Rasio penulangan keseimbangan/rasio tulangan yang memberikan kondisi regangan yang seimbang (pb) :

$$\beta_1 = 0.85 \longrightarrow f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.850 \times 30}{390} \times 0.85 \times \frac{600}{600 + 390}$$

$$= 0.034$$

$$\rho_{maks} = 0.75 \cdot \rho_b$$

$$\rho_{maks} = 0.75 \times 0.034 = 0.02526$$

- Batasan rasio penulangan minimum (ρ_{min})

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{390} = 0.0035897$$

$$\rho = 0.00582 > \rho_{min} = 0.00359, \text{ maka dipakai } \rho = 0.00586$$

$$A_{S_{perlu}} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0.00582 \times 400 \times 540.50$$

$$= 1558.530 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan (n) yang diperlukan:

$$n = \frac{\rho}{\left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2\right)} = \frac{1558.53000}{\frac{1}{4} \times 3.14 \times 19^2} = 5.500 = 6 \text{ buah}$$

Dipakai tulangan tarik D 19 dengan jumlah 5 buah

$$\text{Maka } A_{S_{ada}} = 6 \times \frac{1}{4} \times 19^2 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Syarat : } A_{S_{ada}} > A_{S_{perlu}}$$

$$1700.31 \text{ mm}^2 > 1558.530 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{aman})$$

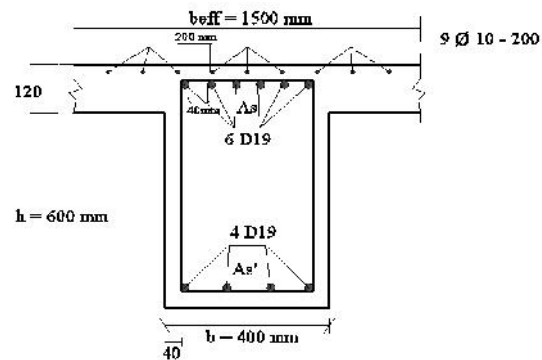
Kontrol :

$$b_{w_{min}} = (2 \times 40) + (2 \times 10) + (6 \times 19) + (5 \times 40)$$

$$= 397 \text{ mm} < 400 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{aman})$$

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 5 D19 ($A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$),

- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4D19 ($A_s = 1133.54 \text{ mm}^2$),
- Tulangan plat terpasang disepanjang beff 9 Ø10 ($A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$),



Kontrol Momen Negatif

$$\text{Tulangan tarik Asplat} = 9 \text{ Ø } 10 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik As} = 6 \text{ D } 19 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan As}' = 4 \text{ D } 19 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Tulangan tarik As} + \text{As}_{\text{plat}} &= 706.50 + 1700.31 \\ &= 2406.81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y_1 &= 20 + 1/2 \cdot 10 \\ &= 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

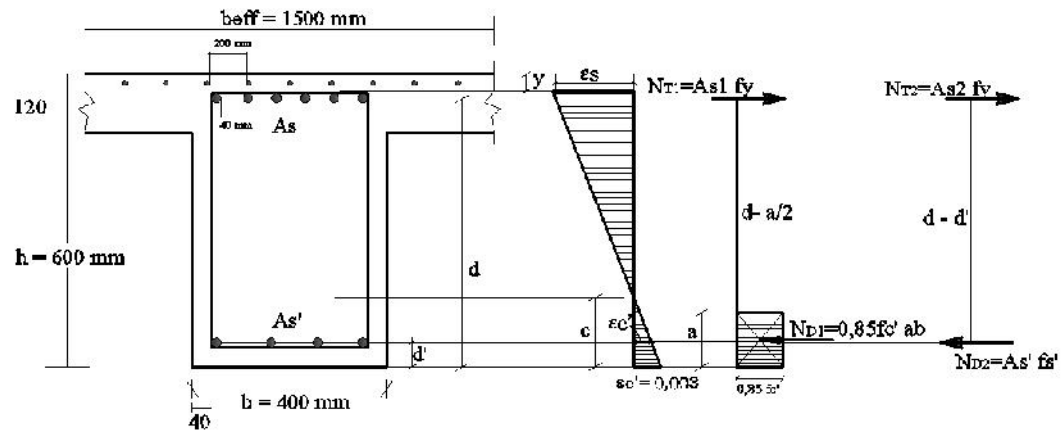
$$\begin{aligned} y_2 &= 40 + 10 + 1/2 \cdot 19 \\ &= 59.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} y &= \frac{(706.50 \times 25) + 1700.31 \times 60}{2406.810} \\ &= 49.373 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d = 600 - 49.37 = 550.627 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d' &= 40 + 10 + 1/2 \cdot 19 \\ &= 59.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19 = 59.5 \text{ mm}$$



Gambar 4.1 Diagram tegangan regangan

Dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral di cari dengan menggunakan persamaan :

$$0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + As' \cdot f's = As \cdot fy$$

$$\text{Subtitursi nilai : } fs' = \frac{(c-d')}{c} \times 600$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + As' \cdot \frac{(c-d')}{c} \times 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}}$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) \cdot c + As' \cdot (c-d') \cdot 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$f'c < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.850 - (f'c - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c + As' \cdot (c-d) \cdot 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' - As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 \cdot As' - As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} - As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}}) \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 400) \cdot c^2 + (600 \cdot 1133,54 - 706,50 \cdot 240 - 1700,31 \cdot 390) \cdot c$$

$$600 \cdot 1133,54 \cdot 59,5 = 0$$

$$8670 c^2 - 152436 c - 41487564 = 0$$

Dengan rumus ABC

$$= \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 294940,2 \frac{\pm \sqrt{(294940,2)^2 - (4 \times 8670 \times (-41487564))}}{2 \times (8670)}$$

$$c1 = -54.226 \text{ mm}$$

$$c2 = 88.245 \text{ mm maka diambil } c2 = 88.245 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0,85 \times 88.245$$

$$= 75.008 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{88.245-60}{88.245} (0.003) = 0.00098$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{550.63-88.2448}{88.245} (0.003) = 0.01572$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

Karena $\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s'$ maka tulangan baja tarik lelah, baja tekan belum dihitung

tegangan pada tulangan baja tekan

$$f's = \epsilon_s' \times E_s$$

$$= 0.00098 \times 200000$$

$$= 195.443 \text{ Mpa} < 390 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$\begin{aligned}
 \text{NDI} &= 0.85 f'_c \cdot a \cdot b \\
 &= 0.85 \cdot 30 \cdot 75.008 \cdot 400 \\
 &= 611138 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{ND2} &= A_s' \cdot f'_s \\
 &= 1133.540 \times 195.443 \\
 &= 221542.944 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{ND} &= \text{ND1} + \text{ND2} \\
 &= 611138 + 221542.9 \\
 &= 832680.9 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{NTI} &= A_{s_{\text{plat}}} \cdot f_{y_{\text{polos}}} \\
 &= 706.50 \times 240 \\
 &= 169560 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{NT2} &= A_{s_{\text{balok}}} \cdot f_{y_{\text{ulir}}} \\
 &= 1700.31 \times 390 \\
 &= 663120.9 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{NT} &= \text{NT1} + \text{NT2} \\
 &= 169560 + 663120.9 \\
 &= 832680.9 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z1 &= d - d' \\
 &= 550.627 - (1/2 \cdot 75.008) \\
 &= 513.123 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Z2 &= d - d' \\
 &= 550.627 - 59.5 \\
 &= 491.13 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= (ND1 \cdot Z1) + (ND2 \cdot Z2) \\
&= (611138 \times 513.123) + (221542.94 \times 491.13) \\
&= 252234476.953 \text{ Nmm} \\
M_r &= \phi \times M_n \\
&= 0.8 \times 252234476.953 \\
&= 201787581.6 \text{ Nmm} > M_u = 202786000 \text{ Nmm} \dots(\text{aman}) \\
M_{pr} &= 1.25 \times M_n \\
&= 1.25 \times 252234476.953 \\
&= 315293096.191 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

B. perhitungan Penulangan Lapangan

$$\begin{aligned}
M_u^+ &= 133.146 \text{ km (kombinasi 1 hasil staad pro 2004)} \\
&= 133.146 \times 10^6 \text{ Nmm}
\end{aligned}$$

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6D 19 ($A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$)
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4D 19 ($A_s = 1133.54 \text{ mm}^2$),
- Tulangan plat terpasang disepanjang beff 9 Ø 10 ($A_s = 706.50 \text{ mm}^2$),

Kontrol MR Negatif

$$\begin{aligned}
\text{Tulangan Tekan } A_{s'_{\text{plat}}} &= 9 \text{ Ø } 10 = 706.50 \text{ mm}^2 \\
A_{s'_{\text{balok}}} &= 4 \text{ D } 19 = 1133.54 \text{ mm}^2 \\
A_{s'} &= 706.50 + 1133.54 = 1840.04 \text{ mm}^2 \\
\text{Tulangan tarik } A_s &= 6 \text{ D } 19 = 1700.31 \text{ mm}^2 \\
y_1 &= 20 + 1/2 \cdot 10 \\
&= 25 \text{ mm}
\end{aligned}$$

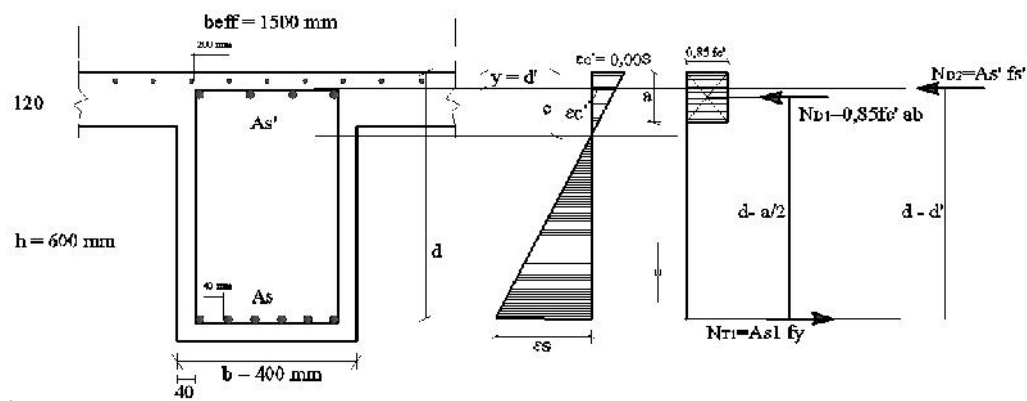
$$y_2 = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.31 \times 59.5}{1840.04}$$

$$= 64.581 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 64.581 = 535.419 \text{ mm}$$



Gambar4.2 Diagram tegangan regangan

Misalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis netral dicari dengan menggu

$$0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot beff + As' \cdot f's = As \cdot fy$$

$$\text{Subtitursi nilai : } fs' = \frac{(c - d')}{c} \times 600$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot beff) \cdot c + As' (c - d') 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$f'c < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.850 - (f'c - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.81$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c + As' (c - d) 600 = As \cdot fy \cdot c$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' - As \cdot fy \cdot c = 0$$

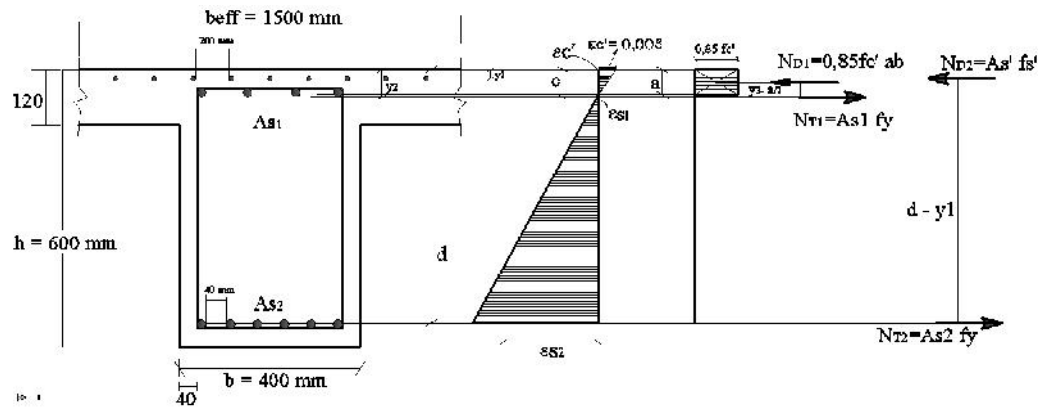
$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' - As \cdot fy \cdot c = 0$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta 1 \cdot c \cdot beff) \cdot c^2 + (600 \cdot As' \cdot As \cdot fy) \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 35 \cdot 0,81 \cdot 1500) \cdot c^2 + (600 \cdot 1840,04 - 1700 \cdot 31 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot 1840,04 \cdot 64,581$$

$$36146 c^2 - 440903,1 c - 71298974 = 0$$

$$C = 53.780 \text{ mm}$$



Gambar 4.3 Diagram tegangan regangan

$$\epsilon_{s'} = \frac{c - y1}{c} \epsilon_c = \frac{53.780 - 25}{53.780} (0.003) = 0.00161$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{y2 - c}{c} \epsilon_c = \frac{59.500 - 53.78}{53.780} (0.003) = 0.00032$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{d - c}{c} \epsilon_c = \frac{535.42 - 53.78}{53.780} (0.003) = 0.02687$$

$$\epsilon_y = \frac{fy}{Es} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$\epsilon_{s2} > \epsilon_y \quad \text{maka } fs = fy$$

Karena $c < d'$, tulangan tekan sebagian mengalami gaya tarik maka dihitung

nilai c menurut persamaan :

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot Beff + AS_{plat} \cdot fs' = As1 \cdot fs + As2 \cdot fy$$

$$\text{Substitusi nilai : } fs' = \frac{c - y1}{c} \times 600 \quad \text{dan } fs = fy$$

$$(0,85.f'c.a.beff) + AS_{plat} \frac{(c-y1)}{c} \times 600 = As1 \cdot fs + As2 + fy$$

$$(0,85.f'c.a.beff) + AS_{plat} As'(c-d') 600 = As1 \cdot fy \cdot c + As2 \cdot fy \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai : } a = \beta_1 \cdot c$$

$$(0,85.f'c.\beta_1.c.beff).c + AS_{plat} (c-y1)600 = As1.fy.c + As2.fy.c$$

$$(0,85.f'c.\beta_1.c.beff).c^2 + 600 \cdot AS_{plat}' \cdot c - 600 AS_{plat}' \cdot y1 = As1.fy.c + As2.fy.c$$

$$(0,85.f'c.\beta_1.c.beff).c^2 + (600 \cdot AS_{plat}' - As1.fy - As2.fy)c - 600As_{plat}' \cdot y1 = 0$$

$$(0,85.f'c.\beta_1.c.beff).c^2 + (600 \cdot 706,50 - 1133,54 \cdot 390 - 1700,31 \cdot 390).c - 600 \cdot$$

$$706,50 \cdot 64,581 = 0$$

$$36146,25 c^2 - 570781,35 - 18250591$$

$$c = 42.952 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0,8 \times 42.952$$

$$= 34.791$$

$$\epsilon_{s'} = \frac{c-y1}{c} \epsilon_c = \frac{42.952-25}{42.952} (0.003) = 0.00125$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{y2-c}{c} \epsilon_c = \frac{59.500-42.95}{42.952} (0.003) = 0.00116$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{d-c}{c} \epsilon_c = \frac{535.42-42.95}{42.952} (0.003) = 0.0344$$

$$fs' = \epsilon_{s'} \cdot Es$$

$$= 0.0012539 \times 200000$$

$$= 250.77296 \text{ Mpa}$$

$$fs = fy$$

$$= 390$$

$$ND1 = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b_{eff}$$

$$= 0.85 \cdot 35 \cdot 34.79 \cdot 1500$$

$$= 928030.407 \text{ N}$$

$$ND2 = A_{s_{plat}} \cdot f'_s$$

$$= 706.50 \cdot 250.773$$

$$= 177171.0933 \text{ N}$$

$$NT1 = A_s \cdot f_s$$

$$= 1700.3 \cdot 390$$

$$= 663120.9 \text{ N}$$

$$NT2 = A_s' \cdot f_y$$

$$= 1133.54 \cdot 390$$

$$= 442080.6 \text{ N}$$

$$ND1 + ND2 = NT1 + NT2$$

$$928030.407 + 177171.093 = 663120.9 + 442080.6$$

$$1105201.5 = 1105201.5$$

$$Z1 = d - (1/2 \cdot a)$$

$$= 535.42 - (1/2 \cdot 34.79)$$

$$= 518.023809 \text{ mm}$$

$$ZD2 = d - y1$$

$$= 535.42 - 25$$

$$= 510.419$$

$$ZT1 = y_2 - c$$

$$= 59.500 - 535.42$$

$$= -475.919$$

$$ZT2 = d - c$$

$$= 535.419 - 42.952$$

$$= 492.467$$

$$M_n = (ND1 \cdot ZD1) + (ND2 \cdot ZD2) + (NT1 \cdot ZT1) + (NT2 \cdot ZT2)$$

$$= (928030.41 \cdot 518.024) + (177171.09 \cdot 510.4) +$$

$$(663120.90 \cdot -475.919) + (442080.6 \cdot 492.467)$$

$$= 193226771.255 \text{ Nmm}$$

$$M_r = \phi \times M_n$$

$$= 0.8 \times 193226771.255$$

$$= 154581417 \text{ Nmm} > M_u = 133146000 \text{ Nmm} \dots (\text{aman})$$

$$M_{pr} = 1.25 \times M_n$$

$$= 1.25 \times 193226771.255$$

$$= 241533464.069 \text{ Nmm}$$

C. Perhitungan Penulangan Tumpuan Kiri Joint 4674

$$M_u = 146.823 \text{ kNm} \quad (\text{kombinasi 1 hasil staad pro 2004})$$

$$146.823 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Dicoba pemasangan tulangan sebagai berikut :

- Tulangan yang terpasang pada daerah tarik 6D 19 ($A_s = 1700.31 \text{ mm}^2$)
- Tulangan yang terpasang pada daerah tekan 4D 19 ($A_s = 1133.54 \text{ mm}^2$)
- Tulangan plat terpasang disepanjang beff 9Ø 10 ($A_{s_{\text{plat}}} = 706.50 \text{ mm}^2$)

Kontrol Momen Negatif

$$\text{Tulangan Momen Negatif} = 9 \varnothing 0 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 6 \text{ D } 19 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s' = 4 \text{ D } 19 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s + A_{s_{\text{plat}}} = 706.50 + 1700.31 = 2406.81 \text{ mm}^2$$

$$y_1 = 20 + \frac{1}{2} \cdot 10$$

$$= 25 \text{ mm}$$

$$y_2 = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$y = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.310 \times 60}{2406.810}$$

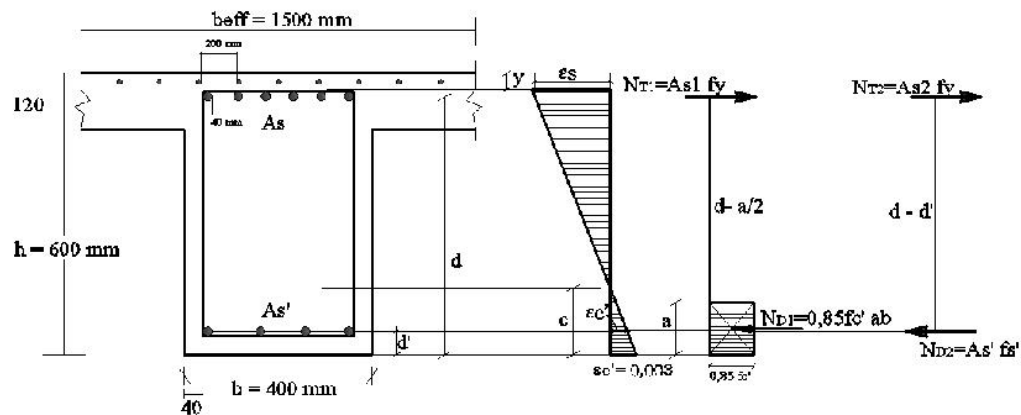
$$= 49.373 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 49.373 = 550.627 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$d' = 40 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 9 = 59.5 \text{ mm}$$



Gambar 4.4 Diagram tegangan regangan

Dimisalkan garis netral $> d'$ maka perhitungan garis negral dicari dengan menggunakan persamaan :

$$0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + As' \cdot fs' = As \cdot fy$$

$$\text{Substitusi nilai : } fs' = \frac{(c-d')}{c} \times 600$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + As' \cdot \frac{(c-d')}{c} \times 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}}$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) \cdot c + As'(c-d') \cdot 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai : } a = \beta_1 \cdot c$$

$$f'c < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = (0.850 - f'c - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b) \cdot c + As'(c-d') \cdot 600 = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} \cdot c + As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}} \cdot c$$

$$(0,85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 \cdot As' - As_{\text{plat}} \cdot fy_{\text{polos}} - As_{\text{balok}} \cdot fy_{\text{ulir}}) \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = 0$$

$$(0,85 \cdot 30 \cdot 0,85 \cdot 400) \cdot c^2 + (600 \cdot 1133,54 - 706,50 \cdot 240 - 1700,31 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot 1133,54 \cdot 59,5 = 0$$

$$8670 c^2 - 152436 c - 41487564 = 0$$

Dengan rumus ABC

$$= \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 294940,2 \frac{\pm \sqrt{(294940,2)^2 - (4 \times 8670 \times (-41487564))}}{2 \times (8670)}$$

$$c_1 = -54.226 \text{ mm}$$

$$c_2 = 88.245 \text{ mm} \text{ maka diambil } c_2 = 88.245 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0.85 \times 88.245$$

$$= 75.008$$

$$\epsilon_s' = \frac{c - d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{88.245 - 60}{88.245} (0.003) = 0.00098$$

$$\epsilon_s = \frac{c - d}{c} \times \epsilon_c = \frac{550.63 - 88.2448}{88.245} (0.003) = 0.01579$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

Karena $\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s'$ maka tulangan baja tarik leleh, baja tekan belum dihitung tegangan pada tulangan baja tekan.

$$f'_s = \epsilon_s' \times E_s$$

$$= 0.00098 \times 200000$$

$$= 195.443 \text{ Mpa} < 59.5 \text{ Mpa}$$

Menghitung gaya tekan dan tarik

$$ND1 = 0.85 f'_c \cdot a \cdot b$$

$$= 0.85 \cdot 40 \cdot 70.008 \cdot c$$

$$= 611138 \text{ N}$$

$$ND2 = A_s' \cdot f'_s$$

$$= 1133.540 \times 195.443$$

$$= 221542.944 \text{ N}$$

$$ND = ND1 + ND2$$

$$= 611138 + 221542.9$$

$$= 832680.9 \text{ n}$$

$$ND = NT = 382680.9 \text{ n}$$

$$\begin{aligned} NT1 &= A_{s_{plat}} \cdot f_{y_{polos}} \\ &= 706.50 \times 240 \\ &= 169560 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} NT2 &= A_{s_{balok}} \cdot f_{y_{ulir}} \\ &= 1700.31 \times 390 \\ &= 663120.9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} NT &= NT1 + NT2 \\ &= 169560 + 663120.9 \\ &= 832680.9 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z1 &= d - (1/2 \cdot a) \\ &= 550.627 - (1/2 \cdot 75.008) \\ &= 513.123 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z2 &= d - d' \\ &= 550.627 - 59.54 \\ &= 491.13 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= (ND1 \cdot Z1) + (ND2 \cdot Z2) \\ &= (611138 \times 513.123) + (221542.94 \times 491.13) \\ &= 352232477.633 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mr &= \phi \times Mn \\ &= 0.8 \times 352232477.633 \\ &= 281785982.1 \text{ Nmm} > Mu = 146823000 \text{ Nmm} \quad \dots \text{ (aman)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{pr} &= 1.25 \times M_n \\
 &= 1.25 \times 352232477.633 \\
 &= 440290597.041 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Kontrol MR Positif

$$\text{Tulangan tarik } A_{s\text{plat}}' = 9 \text{ } \varnothing \text{ } 10 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tarik } A_s' = 6 \text{ D } 19 = 1700.31 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan } A_s = 4 \text{ D } 19 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tulangan tarik } A_s' + A_{s\text{plat}} &= 706.50 + 1700.31 \\
 &= 2406.81 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$y_1 = 20 + 1/2 \cdot 10$$

$$= 25 \text{ mm}$$

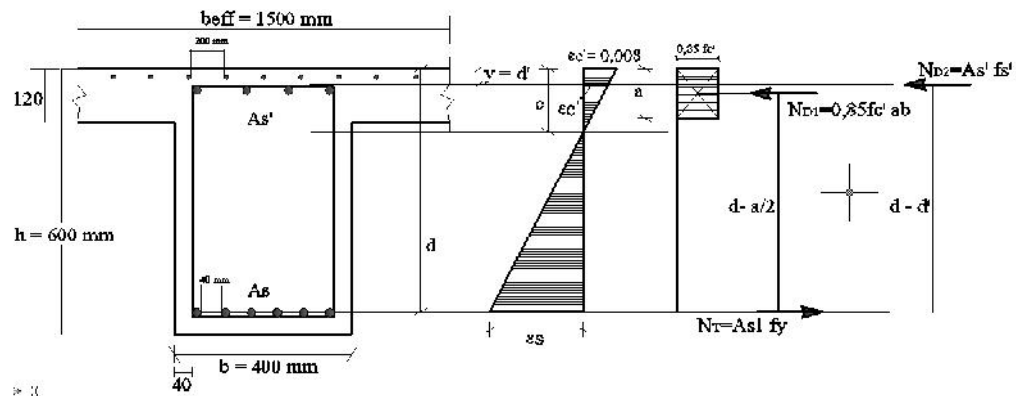
$$y_2 = 40 + 10 + 1/2 \cdot 19$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$y = d' = \frac{(706.50 \times 25) + 1700.310 \times 60}{2406.810}$$

$$= 49.373 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 49.373 = 550.627 \text{ mm}$$



gambar 4.5 Diagram tegangan regangan

Dimisalkan garis netral $> y_2$ maka perhitungan garis netral di cari dengan menggunakan persamaan :

$$0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b + As' \cdot f's = As \cdot f_{y_{ulir}}$$

$$\text{Subtitursi nilai : } fs' = \frac{(c-d')}{c} \times 600$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) + As' = \frac{(c-d')}{c} \times 600 = As \cdot f_{y_{ulir}}$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot a \cdot b) \cdot c + As' (c-d') 600 = As \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$\text{Substitusi nilai } a = \beta_1 \cdot c$$

$$f'c < 30 \text{ Mpa} \rightarrow \beta_1 = 0.850 - (fc - 30) \times 0.008$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c + 600 \cdot As' \cdot c - As' \cdot d' = As \cdot f_{y_{ulir}} \cdot c$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b_{eff}) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = As \cdot f_y \cdot c$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + 600 \cdot As' \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' - As \cdot f_y \cdot c = 0$$

$$(0.85 \cdot f'c \cdot \beta_1 \cdot b) \cdot c^2 + (600 \cdot As' - As \cdot f_{y_{ulir}}) \cdot c - 600 \cdot As' \cdot d' = 0$$

$$(0.85 \cdot 30 \cdot 0.85 \cdot 400) \cdot c^2 + (600 \cdot 2406,81 - 1133,54 \cdot 390) \cdot c - 600 \cdot 2406,81 \cdot 49.373$$

$$45321 c^2 - 1002005.4 c - 71298858.08 = 0$$

Dengan rumus ABC

$$= \frac{B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$= 1426941.6 \frac{\pm \sqrt{(1426941.6)^2 - (4 \times 45321 \times (-71298858.1))}}{2 \times (45321)}$$

$$c_1 = -26.931 \text{ mm}$$

$$c_2 = 58.416 \text{ mm} \text{ maka diambil } c_2 = 60.678 \text{ mm}$$

$$a = \beta \times c$$

$$= 0.85 \times 58.416$$

$$= 49.654$$

$$\epsilon_s' = \frac{c-d'}{c} \times \epsilon_c = \frac{60.678-60.68}{60.678} (0.003) = 0.000559$$

$$\epsilon_s = \frac{c-d}{c} \times \epsilon_c = \frac{550.627-60.68}{60.678} (0.003) = 0.02422$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$\epsilon_s > \epsilon_y > \epsilon_s'$ maka tulangan baja tarik lelah, baja tekan belum dihitung tegangan pada tulangan baja tekan

$$f's = \epsilon_s' \cdot E_s$$

$$= 0.000559 \times 200000$$

$$= 111.789 \text{ Mpa}$$

$$NDI = 0.85 f'_c \cdot a \cdot b$$

$$= 0.85 \cdot 30 \cdot 49.654 \cdot 400$$

$$= 441555.94 \text{ N}$$

$$ND2 = A_{s_{plat}} \cdot f_s'$$

$$= 706.500 \times 111.789$$

$$= 78978.7887 \text{ N}$$

$$ND3 = A_s' \cdot f_s$$

$$= 1700.310 \times 111.789$$

$$= 190075.618 \text{ N}$$

$$NT = A_s \cdot f_{y_{ulir}}$$

$$= 1133.54 \times 390$$

$$= 442080.6 \text{ N}$$

$$ND1 + ND2 + ND3 = NT$$

$$441555.94 + 78978.79 + 190075.62 = 442080.6$$

$$710610.35 = 442080.60$$

$$Z1 = d - (1/2 \cdot a)$$

$$= 550.627 - 49.373$$

$$= 525.800 \text{ mm}$$

$$Z2 = d - d'$$

$$= 550.627 - 49.373$$

$$= 501.25 \text{ mm}$$

$$Mn = (ND1 \cdot Z1) + (ND2 \cdot Z2)$$

$$= (441556 \times 525.800) + (78978.79 \times 501.25)$$

$$= 234752726.531 \text{ Nmm}$$

$$Mr = \phi \times Mn$$

$$= 0.8 \times 234752726.531$$

$$= 187802181.2 \text{ Nmm} > Mu = 32628000 \text{ Nmm(aman)}$$

$$Mpr = 1.25 \times Mn$$

$$= 1.25 \times 234752726.531$$

$$= 293440908.163 \text{ Nmm}$$

Syarat kuat momen yang terpasang menurut SNI-2847 Pasal 23.3.(2.(2.))

$$Mn^+ \geq \frac{1}{4} Mn_{maks}$$

$$234752726.531 \geq \frac{1}{2} \cdot 352232477.633$$

$$234752726.531 \text{ Nmm} \geq 176116238.8 \text{ Nmm} \quad \text{.....(aman)}$$

4.1.2 Perhitungan Penulangan Geser Balok

4.1.2.1 Penulangan Geser Balok Memanjang (batang 401) bentang

$$L = 5600 \text{ mm}$$

Diketahui

$$h \text{ (tinggi balok)} = 600 \text{ mm} \quad \phi \text{ (faktor reduksi)} = 0.55$$

$$b_w = 400 \text{ mm} \quad f_y \text{ tulangan utama} = 390 \text{ Mpa}$$

$$d \text{ (tinggi efektif balok)} = 540.5 \text{ mm} \quad f_y \text{ tulangan sengkang} = 240 \text{ Mpa}$$

$$h_f \text{ (tebak flens)} = 120 \text{ mm} \quad f'_c \text{ (kuat tekan beton)} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\phi \text{ (faktor reduksi)} = 0.55$$

$$\text{Bentang bersih (Ln)} = 5600 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan utama} = D \ 19 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan sengkang} = \emptyset \ 10 \text{ mm}$$

$$M_n \text{ tumpuan kiri (Mn -) join 4668} = 252234476.953 \text{ Nmm}$$

$$M_n \text{ tumpuan kanan (Mn -) join 4674} = 352232477.633 \text{ Nmm}$$

$$M_n \text{ tumpuan kanan (Mn +) join 4674} = 234752726.531 \text{ Nmm}$$

Pada perhitungan tulangan geser untuk struktur tahan gempa ada dua macam, yaitu tulangan geser yang berada di dalam sendi plastis dan tulangan geser yang berada di luar sendi plastis. Daerah yang memiliki kemungkinan terjadinya sendi plastis adalah daerah $2h$ dari ujung balok yang ditinjau.

$$W_u = 1.2 D + L$$

Nilai W_u diambil dari hasil analisa Staad Pro pada kombinasi beban ke-1 yaitu :

$$1,2D + 1,0L \text{ dengan nilai } V_u \text{ terbesar} = 3127.105 \text{ kg} = 30676.9 \text{ N}$$

Dengan nilai V_u diatas maka dapat diketahui nilai W_u seperti di bawah ini :

$$\text{Reaksi terhadap beban gravitasi } (V_u) = 30676.9001 \text{ N}$$

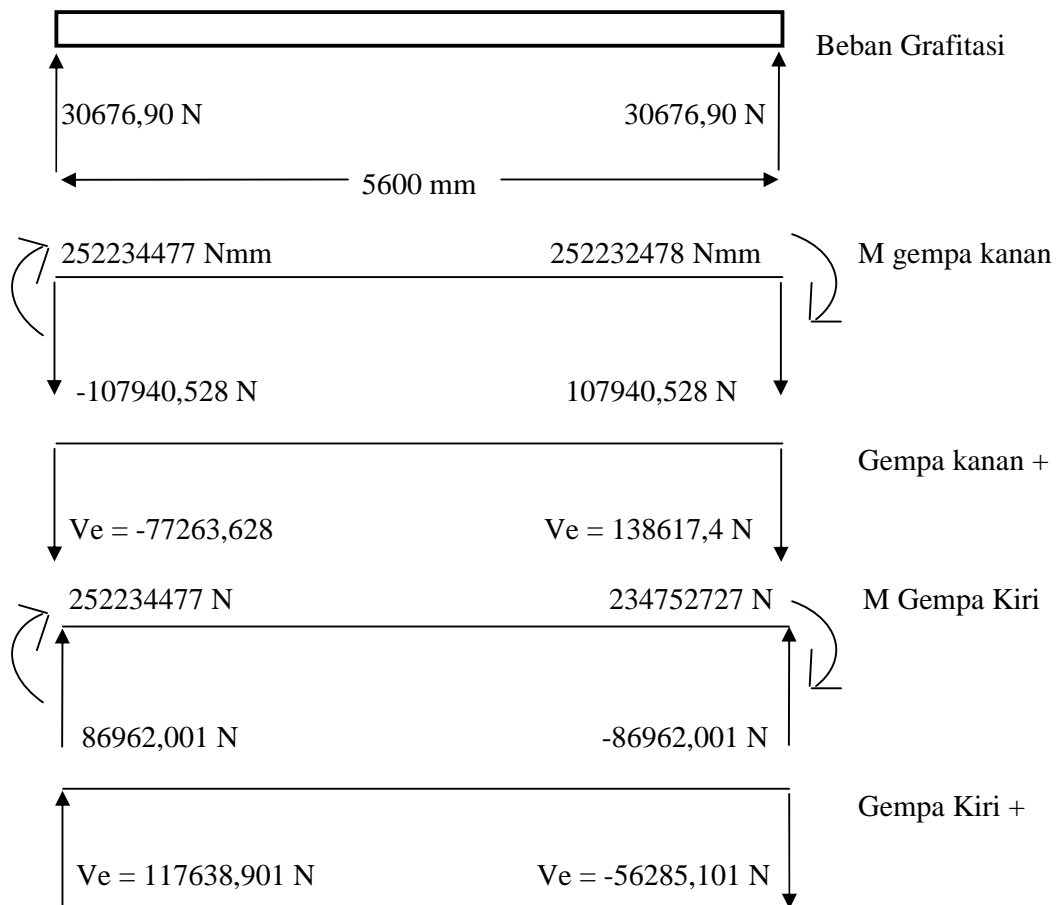
$$30676.900 = \frac{1}{2} \times W_u \times L$$

$$30676.900 = \frac{1}{2} \times W_u \times 5600$$

$$\frac{1}{2} \times W_u = 30676.900 / 5600$$

$$W_u = 10.956 \text{ N/mm}$$

$$1,2D + L = 10,956 \text{ N/mm}$$



- Balok 401 join 4668 & 4674 (40/60)

$$b_w = 400 \text{ mm} \quad f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$h = 600 \text{ mm} \quad f_y = 240 \text{ Mpa (Tul. Geser)}$$

$$d = 540.5 \text{ mm}$$

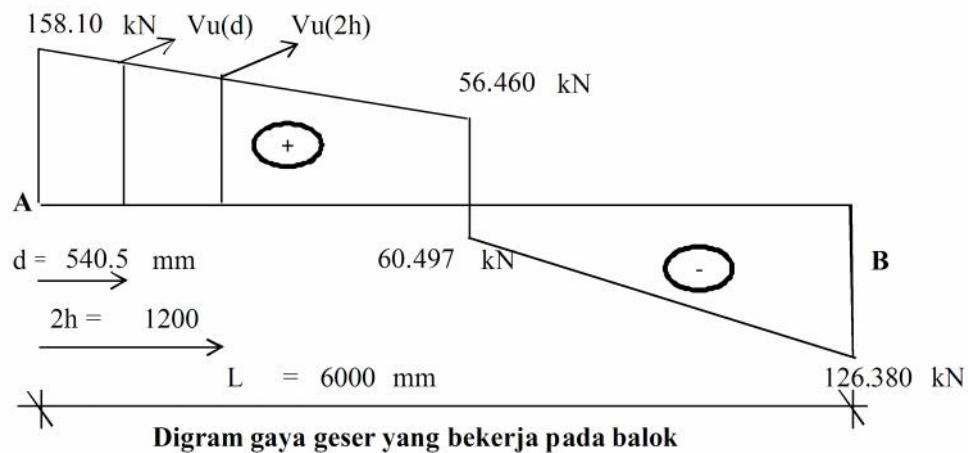
$$L = 6000 \text{ mm}$$

$$V_{u1} = 15810 \text{ kg} = 158.10 \text{ kN (kombinasi 1 hasil staad pro 2004)}$$

$$V_{u2} = 5646 \text{ kg} = 56.460 \text{ kN (kombinasi 1 hasil staad pro 2004)}$$

$$V_{u3} = 6049.7 \text{ kg} = 60.497 \text{ kN (kombinasi 1 hasil staad pro 2004)}$$

$$V_{u4} = 12638 \text{ kg} = 126.380 \text{ kN (kombinasi 2 hasil staad pro 2004)}$$



- Tulangan geser pada daerah sendi plastis (join 4668)

$$\frac{158.10 - V_{u(d)}}{540.5} = \frac{158.10 - 56.460}{6000}$$

$$158.10 - V_{u(d)} = \frac{158.10 - 56.460}{6000} \times 540.5$$

$$V_{u(d)} = 158.10 - 9.15607 = 148.94 \text{ kN}$$

$V_c = 0$ apabila memenuhi ketentuan pada SNI 2847 pasal 23.3.(4.(2)) berikut

- Beban aksial tekan $\leq A_g \cdot f_c' / 10$

$$11.30 \text{ kN} \leq \{[400 \times 600] \times 5600 / 20\} 10^{-3}$$

$$11.30 \text{ kN} \leq 8400 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$V_c = 0$$

$V_u > \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser (SNI-2847 pasal 13.5.(6.(1))

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u(d)}{\phi} - v_c \\ &= \frac{148.94}{0.55} - 0 = 270.8071 \text{ kN} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\phi 10$ (2 kaki)

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{(2 \frac{1}{4} \cdot \pi 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{270.807} \\ &= 105.760 \text{ mm} \end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa SNI-2847 pasal 23.3.(3.(2))

S_{maks} sepanjang sendi plastis di ujung balok $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$, spasi maksimum tidak boleh melebihi

- $\frac{d}{4} = \frac{540.5}{4} = 135.125 \text{ mm}$
- $8 \times \text{diameter tulangan} = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$
- $24 \times \text{diameter sengkang} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$
- 300 mm

Jadi dipakai sengkang $\phi 10$ - 100 mm

$$\begin{aligned} V_s \text{ terpasang} &= V_c + V_s \text{ terpasang} \\ &= 0 + 324.660 \end{aligned}$$

$$= 324.660 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.55 V_n$$

$$= 0.55 \times 324.660$$

$$= 178.56 \text{ kN} > V_u(d) = 148.94 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots(\text{aman})$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 pasal 13.5.(6.(9))

$$V_s \text{ maks} \leq (2/3) \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$V_s \text{ maks} \leq (2/3) \sqrt{30 \times 400 \times 540.5 \times 10^{-3}}$$

$$324.660 \text{ kN} < 789.451 \text{ kN}$$

- Tulangan Geser pada daerah luar sendi plastis (Joint 4668)

$$\frac{158.10 - V_u(2h)}{1200} = \frac{158.10 - 56.460}{3000}$$

$$158.10 - V_u(2h) = \frac{158.10 - 56.460}{3000} \times 1200$$

$$V_u(2h) = 158.10 - 40.656 = 117.44 \text{ kN}$$

$$V_c = 1/6 \cdot \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$= 1/6 \cdot \sqrt{30 \times 400 \times 540.5}$$

$$= 197363 \text{ N} = 197.363 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0.55 \times 197.363$$

$$= 108.549 \text{ kN}$$

$V_u > \phi V_c$, maka harus dipasang tualngan geser (SNI-2847 pasal 13.5.(6.(1))

$$V_s = \frac{V_u(2h)}{\phi} - V_c$$

$$= \frac{117.44}{0.55} - 197.363 = 16.172 \text{ kN}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\varnothing 10$ (2 kaki)

$$s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$= \frac{(2.1/4 \cdot \pi 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{16.172} = 819.769 \text{ mm}$$

Syarat spasi jarak sengkang maksimum pada daerah luar sendi plastis menurut

SNI-2847 pasal 23.3.(3.(4))

$$= \frac{d}{2} = \frac{540.5}{2} = 270.25 \text{ mm}$$

Jadi dipakai sengkang $\varnothing 10 - 250 \text{ mm}$

$$V_s \text{ terpasang} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$= \frac{(2.1/4 \cdot \pi 10^2) \times 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{250}$$

$$= 81.464 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s \text{ terpasang}$$

$$= 197.363 + 81.464$$

$$= 278.827 \text{ kN}$$

$$\varnothing V_n = 0.55 V_n$$

$$= 0.55 \times 278.827$$

$$= 153.355 \text{ kN} > V_u(d) = 117.44 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman})$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 pasal 13.5.(6.(9))

$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{30 \times 400 \times 540.5 \times 10^{-3}}$$

$$278.827 \text{ kN} < 789.451 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman})$$

- Tulangan Geser pada daerah sendi plastis (join 4674)

$$\begin{aligned} V_{u(d)} &= 126.38 \left(\frac{(6000 - 3000) - 540.5}{(6000 - 3000)} \right) \\ &= 103.61 \text{ kN} \end{aligned}$$

$V_c = 0$ apabila memenuhi ketentuan pada SNI-2847 pasal 23.3(4.(2)) berikut

- Beban aksial tekan $\leq A_g \cdot f'_c / 10$

$$11.300 \text{ kN} \leq \{ [400 \times 600] \times 5600 / 20 \} 10^{-3}$$

$$11.300 \text{ kN} \leq 8400 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$V_c = 0$$

$V_u > \emptyset V_c$, maka harus dipasang tulangan geser (SNI-2847 pasal 13.5.(6.(1))

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_{u(d)}}{\Phi} - V_c \\ &= \frac{103.61}{0.55} - 0 = 188.3828 \text{ kN} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\emptyset 10$ (2 kaki)

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{(2 \text{ 1/4} \cdot \pi 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{188.383} \\ &= 109.651 \text{ mm} \end{aligned}$$

Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa SNI-2847 pasal 23.3.(3.(2))

S_{maks} sepanjang sendi plastis di ujung balok $2h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm}$,

spasi maksimum tidak boleh melebihi

- $\frac{d}{4} = \frac{540.5}{4} = 135.125 \text{ mm}$
- $8 \times \text{diameter tulangan} = 8 \times 19 = 152 \text{ mm}$
- $24 \times \text{diameter sengkang} = 24 \times 10 = 240 \text{ mm}$
- 300 mm

Jadi dipakai sengkang $\varnothing 10 - 100 \text{ mm}$

$$V_s \text{ terpasang} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$= \frac{(2 \cdot 1/4 \cdot \pi 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{100}$$

$$= 203.660 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s \text{ terpasang}$$

$$= 0 + 203.660$$

$$= 203.660 \text{ kN}$$

$$\varnothing V_n = 0.55 V_n$$

$$= 0.55 \times 203.660$$

$$= 112.013 \text{ kN} > V_u(d) = 103.61 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots(\text{aman})$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 pasal 13.5.(6.(9))

$$V_s \text{ maks} \leq (2/3) \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$V_s \text{ maks} \leq (2/3) \sqrt{30 \times 400 \times 540.5 \times 10^{-3}}$$

$$203.660 \text{ kN} < 789.451 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots(\text{aman})$$

- Tulangan Geser pada daerah luar sendi plastis (Joint 4674)

$$\frac{126.38 - V_u(2h)}{1200} = \frac{126.38 - 60.497}{3000}$$

$$126.38 \text{ Vu}(2h) = \frac{126.38 - 60.497}{3000} \times 1200$$

$$\text{Vu}(2h) = 126.38 - 26.3532 = 100.03 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f_c \cdot b_w \cdot d} \\ &= 1/6 \cdot \sqrt{30 \times 400 \times 540.5} \\ &= 197363 \text{ N} = 197.363 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0.55 \times 197.363 \\ &= 108.549 \text{ kN} \end{aligned}$$

$\text{Vu} > \phi V_c$, maka harus dipasang tulangan geser (SNI-2847 pasal 13.5.(6.(1))

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{\text{Vu}(2h)}{\phi} - V_c \\ &= \frac{100.03}{0.55} - 197.363 = -15.496 \text{ kN} \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan sengkang $\phi 10$ (2 kaki)

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{(2.1/4 \cdot \pi 10^2) \cdot 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{-15.496} \\ &= 716.769 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat spasi jarak sengkang maksimum pada daerah luar sendi plastis menurut

SNI-2847 pasal 23.3.(3.(4))

$$= \frac{d}{2} = \frac{540.5}{2} = 270.25 \text{ mm}$$

Jadi dipakai sengkang $\phi 10 - 250 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ terpasang} &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \\
 &= \frac{(2 \frac{1}{4} \cdot \pi 10^2) \times 240 \cdot 540.5 \cdot 10^{-3}}{250} \\
 &= 212.660 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_c + V_s \text{ terpasang} \\
 &= 197.363 + 212.600 \\
 &= 410.023 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_n &= 0.55 V_n \\
 &= 0.55 \times 410.023 \\
 &= 225.512 \text{ kN} > V_u(d) = 100.027 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman})
 \end{aligned}$$

Kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847 pasal 13.5.(6.(9))

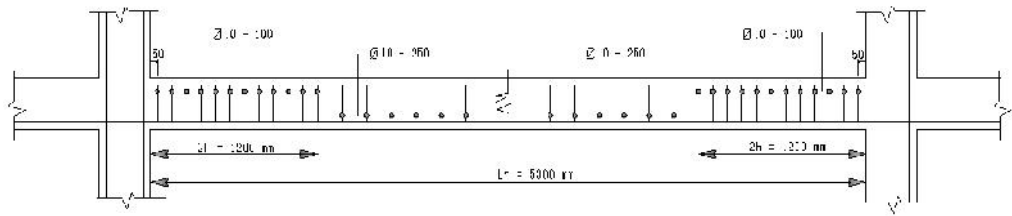
$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{f_c' \cdot b_w \cdot d}$$

$$V_s \text{ maks} \leq (2.3) \sqrt{30 \times 400 \times 540.5 \times 10^{-3}}$$

$$410.023 \text{ kN} < 789.451 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{aman})$$

Dari hasil perhitungan dan ketentuan-ketentuan di atas maka dipasang tulangan sengkang sebagai berikut :

- Joint 4668
 - daerah sendi plastis = \emptyset 10 – 100
 - daerah luar sendi plastis = \emptyset 10 – 250
- Joint 3736
 - daerah sendi plastis = \emptyset 10 – 100
 - daerah luar sendi plastis = \emptyset 10 – 250



Gambar 4.6 Penulangan geser (senggang) pada balok

4.2 Perhitungan Penulangan Kolom

4.2.1 Perhitungan penulangan lentur kolom

Penulangan kolom yang dihitung adalah pada kolom yang berada pada struktur portal melintang line tengah (2) kolom no. 292

Diketahui :

D = 700 mm

Tulangan spiral Ø 12

Tulangan utama dipakai D 25

Tebal selimut beton 40 mm

Tinggi kolom = h kolom – h balok

$$= 4500 - 600$$

$$= 3900 \text{ mm}$$

$f'_c = 30 \text{ Mpa}$

$f_y = 390 \text{ Mpa}$

- cek faktor kelangsingan kolom 505

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$$

$$= 4700 \sqrt{30} = 25743 \text{ N/mm}^2$$

➤ **Kekakuan Kolom Arah Z**

- Untuk EI K₂₉₂ (kolom 292) : L = 4.5 m = 4500 mm

$$I_g = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{3.14 \times 700^4}{64}$$

$$= 11779906250 \text{ mm}^4$$

$$\beta_d = \frac{\text{Momen beban mati rencana}}{\text{Momen total rencana}} \leq 1$$

$$\beta_d = \frac{0.485}{1.054} = 0.460$$

$$EI_{K_{292}} = \frac{0.7 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.7 \times 25743 \times 11779906250}{1 + 0.460}$$

$$= 1.453785559E + 14 \text{ Nmm}^2$$

- Untuk EI K₅₀₅ (kolom 505) : L = 4.5 m = 4500 mm

$$I_g = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{3.14 \times 700^4}{64}$$

$$= 11779906250 \text{ mm}^4$$

$$\beta_d = \frac{\text{Momen beban mati rencana}}{\text{Momen total rencana}} \leq 1$$

$$\beta_d = \frac{0.246}{3.733} = 0.066$$

$$EI_{K_{505}} = \frac{0.7 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.7 \times 25743 \times 11779906250}{1 + 0.066}$$

$$= 1.99150963E + 14 \text{ Nmm}^2$$

- Untuk EI K₇₁₇ (kolom 717) : L = 4.5 m = 4500 mm

$$I_g = \frac{\pi \cdot D^4}{64} = \frac{3.14 \times 700^4}{64}$$

$$= 11779906250 \text{ mm}^4$$

$$\beta_d = \frac{\text{Momen beban mati rencana}}{\text{Momen total rencana}} \leq 1$$

$$\beta_d = \frac{0.546}{4.953} = 0.110$$

$$EI K_{717} = \frac{0.7 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.7 \times 25743 \times 11779906250}{1 + 0.110}$$

$$= 1.911978339E + 14 \text{ Nmm}^2$$

➤ Kekakuan Balok

- Untuk EI B₂₉₂₂ (balok 2922) ; L = 6 m = 6000 mm

$$I_g = \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3$$

$$= 7200000000 \text{ Nmm}^2$$

$$\beta_d = \frac{24.454}{42.517} = 0.575$$

$$EI K_{2922} = \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d}$$

$$= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.575}$$

$$= 4.118460029E + 13 \text{ Nmm}^2$$

- Untuk EI K₄₀₀ (kolom 400); L = 6 m = 6000 mm

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3 \\ &= 7200000000 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$\beta_d = \frac{23.129}{38.844} = 0.595$$

$$\begin{aligned} EI_{K_{400}} &= \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d} \\ &= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.595} \\ &= 4.066122434E + 13 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

- Untuk EI K₄₃₆₆ (balok 4366); L = 6 m = 6000 mm

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3 \\ &= 7200000000 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$\beta_d = \frac{97.103}{146.836} = 0.661$$

$$\begin{aligned} EI_{K_{4366}} &= \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d} \\ &= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.661} \\ &= 3.904903737E + 13 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

- Untuk EI K₆₁₃ (balok 613); L = 6 m = 6000 mm

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 = \frac{1}{12} \times 400 \times 600^3 \\ &= 7200000000 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$\beta_d = \frac{20.903}{35.396} = 0.591$$

$$\begin{aligned} EI K_{4366} &= \frac{0.35 \times E_c \times I_g}{1 + \beta_d} \\ &= \frac{0.35 \times 25743 \times 7200000000}{1 + 0.591} \\ &= 4.078613305E + 13 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Dicari kekakuan relatif (Ψ) kolom 505 yang terdiri dari Ψ atas dan Ψ bawah

$$\begin{aligned} \Psi \text{ atas} &= \frac{\left(\frac{EI K_{505}}{Lk_{505}} \right) + \left(\frac{EI K_{717}}{Lk_{717}} \right)}{\left(\frac{EIB_{614}}{Lb_{614}} \right) + \left(\frac{EIB_{613}}{Lb_{613}} \right)} \\ &= \frac{\left(\frac{1.991509627E + 14}{4500} \right) + \left(\frac{1.911978339E + 14}{4500} \right)}{\left(\frac{3.904903737E + 13}{6000} \right) + \left(\frac{4.078613305E + 13}{6000} \right)} \\ &= 6.5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Psi \text{ bawah} &= \frac{\left(\frac{EI K_{292}}{Lk_{292}} \right) + \left(\frac{EI K_{505}}{Lk_{505}} \right)}{\left(\frac{EIB_{401}}{Lb_{401}} \right) + \left(\frac{EIB_{400}}{Lb_{400}} \right)} \\ &= \frac{\left(\frac{1.453785559E + 14}{4500} \right) + \left(\frac{1.991509627E + 14}{4500} \right)}{\left(\frac{4.118460029E + 13}{6000} \right) + \left(\frac{4.066122434E + 13}{6000} \right)} \\ &= 5.6 \end{aligned}$$

Dari nilai Ψ atas dan bawah Ψ diplot ke nomogram untuk kolom tanpa pengaku. (Struktur Beton Bertulang Istimawan hal. 333), diperoleh $k = 2.4$

$$l_u = 4500 - 600$$

$$= 3900 \text{ mm}$$

$$r = 0.25 \cdot D = 0.25 \times 700 = 175 \text{ mm}$$

$$\frac{k \cdot l_u}{r} = \frac{2.4 \times 3900}{175} = 53.5 > 22 \rightarrow \text{pengaruh kelangsingan pada kolom}$$

505 perlu dipertimbangkan

$$P_c = \frac{\pi^2 \times EI}{(k \times l_u)^2} = \frac{3.14^2 \times 1.991509627 \times 10^{14}}{(2.4 \times 3900)^2} = 53789963.63 \text{ N}$$

Perhitungan kelangsingan dan P_c untuk kolom ditabelkan.

Jumlah P_c dalam satu tingkat = 5353632 N

C_m untuk struktur portal tanpa pengaku diambil = 1

Perhitungan perbesar momen untuk kombinasi 2 hasil staad pro 2004

$$M_{2b} = 3.733 \text{ kNm} = 3733000 \text{ Nmm}$$

$$M_{2s} = 120.758 \text{ kNm} = 120758000 \text{ Nmm}$$

$$N_u, k \text{ pakai} = P_u = 3988688 \text{ N}$$

Jumlah P_u dalam satu lantai (tingkat) :

$$= 1314350 + 1266439 + 3567221 + 3707300 + 3988688$$

$$= 13843998 \text{ N}$$

Jumlah P_c dalam satu lantai (tingkat) :

$$= 58458550 + 58873937 + 85246343 + 60776414 + 81192398$$

$$= 344547642 \text{ N}$$

$$\phi (\text{reduksi}) = 0.65$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{P_u}{(0.65 \times P_c)}\right)} = \frac{1.0}{\left(1 - \frac{3988688}{(0.65 \times 53789964)}\right)}$$

$$= 1.129 > 1.0$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{\left(1 - \frac{\Sigma P_u}{(0.65 \times \Sigma P_c)}\right)} = \frac{1.0}{\left(1 - \frac{13943998}{(0.65 \times 344547642)}\right)}$$

$$= 1.066 > 1.0$$

Karena hasil perhitungan δ_b dan $\delta_s > 1$ maka δ_b dan $\delta_s = 2.5$

$$\begin{aligned} M_c &= \delta_b \cdot M_{2b} + \delta_s \cdot M_{2s} \\ &= 2.5 \times 3733000 + 2.5 \times 120758000 \\ &= 311227500 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Mu, k maks arah z = 311227500 Nmm

PERHITUNGAN DIAGRAM INTERAKSI KOLOM

- **Penulangan arah Z**

- Eksentrisitas

$$\begin{aligned} e_{\min} &= (15 + 0.03 \times h) \\ &= (15 + 0.03 \times 700) \\ &= 36 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$c = \frac{M_u \cdot K_{\max}}{P_u} = \frac{311227500}{3988688} = 78.028 \text{ mm}$$

$$e = 78.03 \text{ mm} > e_{\min} = 36 \text{ mm} \dots\dots\dots (\text{ok})$$

dicoba tulangan D 25 mm

$$d = h - \text{sisi luar tulangan terjauh}$$

$$= 700 - 40$$

$$= 660 \text{ mm}$$

$$d' = 700 - 660$$

$$= 40 \text{ mm}$$

- Luas Penampang kolom (A_g)

$$A_g = \frac{\pi}{4} D^2 = \frac{3.14}{4} 700^2 = 384650 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan pada kolom 1% - 6% dicoba dengan jumlah

Tulangan 2,1% x ρ (rasio penulangan tarik) = 0.021

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho \times A_g$$

$$= 0.021 \times 384650$$

$$= 8077.65 \text{ mm}^2$$

Maka dipakai tulangan 18 D 25, $A_s \text{ ada} = 8831.3 \text{ mm}^2 > 8077.65 \text{ mm}^2$

Beban sentris

$$P_o = 0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$$

$$= \{0.85 \times 30 \cdot (384650 - 8831.3) + 390 \cdot 8831.3\} 10^{-3}$$

$$= 13027.5839 \text{ kN}$$

$$P_n = 0.85 \times P_o$$

$$= 0.85 \times 13027.58$$

$$= 11073.4463 \text{ kN}$$

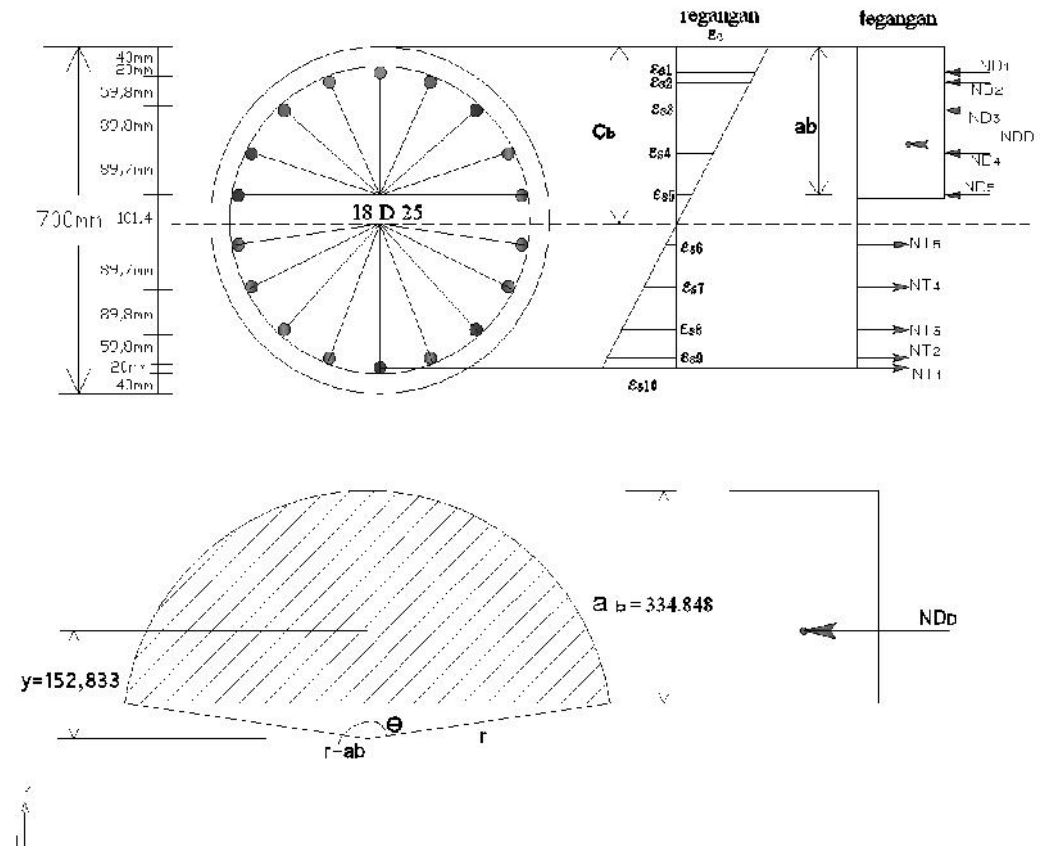
$$\phi P_n = 0.65 \times 11073.44627$$

$$= 7197.740077 \text{ kN}$$

Kondisi seimbang

$$cb = \frac{600 \cdot d}{600 + f_y} = \frac{600 \times 600}{600 + 390} = 400 \text{ mm}$$

$$ab = cd \cdot \beta = 400.000 \times 0.85 = 340 \text{ mm}$$



gambar 4.9 Diagram tegangan

$$r (\text{jari-jari}) = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 700 = 350$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{r-a}{r} \right)$$

$$= \cos^{-1} \left(\frac{350-340.000}{350} \right)$$

$$= 87.5188^\circ$$

$$A_{\text{tembereng}} = D^2 \times \frac{\theta(\pi/180) - \sin \theta \times \cos \theta}{4}$$

$$= 700^2 \times \frac{87.5188(\pi/180) - \sin 87.5188 \times \cos 87.5188}{4}$$

$$= 187022.9167 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{D^3}{12 \times A_{\text{tembereng}}} = \frac{700^3}{12 \times 187022.917} = 152.833 \text{ mm}$$

$$ND_D = 0.85 \times f_c' \times A_{\text{tembereng}}$$

$$= 0.85 \times 30 \times 187022.9 \times 10^{-3}$$

$$= 4769.084 \text{ kN}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{cb-d}{cb} 0.003 = \frac{400-40}{400} 0.003 = 0.0027$$

$$\epsilon_{s1} > \text{dari } \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$ND1 = 981.256 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 382.689667 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{(400-60)}{400} 0.003 = 0.00255$$

$$\epsilon_{s2} > \text{dari } \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$ND2 = 981.689667 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{(400-119.8)}{400} 0.003 = 0.002102$$

$$\epsilon_{s3} > \text{dari } \epsilon_y \text{ maka } f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$ND3 = 981.256 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 382.689667 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{(400 - 209.6)}{400} 0.003 = 0.001428 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.001428 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.001428 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 285.6 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND4 &= 981.256 \times 285.60 \times 10^{-3} \\ &= 280.246587 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s5} = \frac{(400 - 299.3)}{400} 0.003 = 0.000755 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.000755 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.000755 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 151.05 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND5 &= 981.256 \times 151.05 \times 10^{-3} \\ &= 148.218652 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s6} = \frac{(400.700 - 400)}{400} 0.003 = 0.000005 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.0001 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.00001 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 1.050 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} NT5 &= 981.256 \times 1.050 \times 10^{-3} \\ &= 1.050 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s7} = \frac{(489.700 - 400.70)}{401} 0.003 = 0.000666 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.000666 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.000666 \times 2 \cdot 10^5 \end{aligned}$$

$$= 133.267 \times 10^{-3}$$

$$NT4 = 981.256 \times 133.267 \times 10^{-3}$$

$$= 130.769 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s8} = \frac{(597.500 - 400.700)}{400.700} 0.003 = 0.001339 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.001339 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.001339 \times 2 \cdot 10^3$$

$$= 267.713 \text{ Mpa}$$

$$NT3 = 981.256 \times 267.731 \times 10^{-3}$$

$$= 262.713 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s9} = \frac{(639.300 - 400.700)}{400.700} 0.003 = 0.001786 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.001786 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 357.275 \text{ Mpa}$$

$$NT2 = 981.256 \times 357.275 \times 10^{-3}$$

$$= 350.578 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s10} = \frac{(649.300 - 400.700)}{400.700} 0.003 = 0.001861 = \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\epsilon_{s10} = \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$NT1 = 981.256 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 382.689667 \text{ kN}$$

$$P_{nb} = ND_D + ND1 + ND2 + ND3 + ND4 + ND5 + NT1 - NT2 - NT3 - NT4 - NT5$$

$$= 4769.084 + 382.690 + 382.690 + 382.690 + 280.247 + 148$$

$$382.690 - 350.578 - 262.713 - 130.769 - 1.030$$

$$= 6708.019 \text{ kN}$$

$$\phi P_{nb} = 0.65 \times 6708.019$$

$$= 4360.212 \text{ kN}$$

$$M_{nb} = (N_{D1} \cdot y) + (N_{D1} + N_{T1}) \cdot 310 + (N_{D2} + N_{T2}) \cdot 290 + (N_{D3} + N_{D3}) \cdot 230,3 + (N_{D4} + N_{T4}) \cdot 140,4 + (N_{D5} + N_{T5}) \cdot 50,7 \cdot 10^{-3}$$

$$= (4769.084 \times 152.833) + (382.69 + 382.690) \times 310 + (382.690 + 350.578) \times 290 + (382.690 + 262.713) \cdot 230,2 + (280.247 + 30.769) \times 340,4 + (148.219 + 1.030) \cdot 507 \times 10^{-3}$$

$$= 1921.048528 \text{ kNm}$$

$$M_{nb} = 0.65 \times 1921.049$$

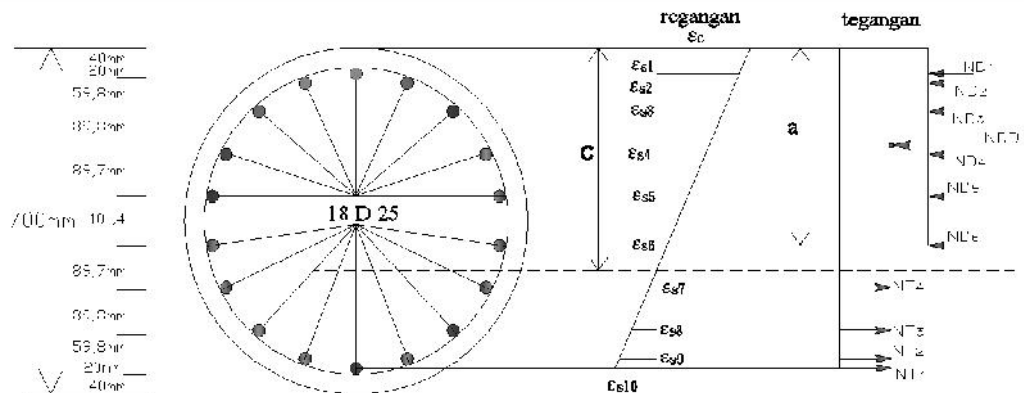
$$= 1248.682 \text{ kNm}$$

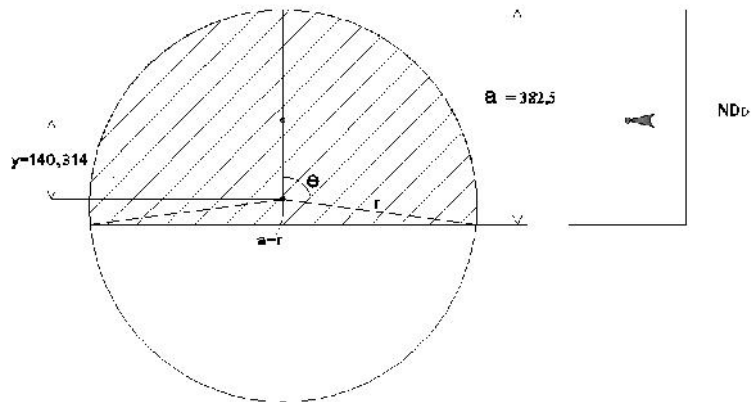
$$e_b = \frac{M_{nb}}{P_{nb}} = \frac{1921.049}{4360.212} = 440.58601 \text{ mm}$$

Kondisi Patah Desak ($c > c_b$)

Dipakai nilai $c = 450 \text{ mm}$

$$a = c \cdot \beta = 450 \times 0.85 = 382.5 \text{ mm}$$





gambar 4.10 tegangan regangan

$$r(\text{jari-jari}) = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 700 = 300$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{r-a}{r} \right)$$

$$= \cos^{-1} \left(\frac{350 - 382.500}{350} \right)$$

$$= 95.3280^\circ$$

$$A_{\text{tembereng}} = D^2 \times \frac{\theta(\pi/180) - \sin \theta \times \cos \theta}{4}$$

$$= 700^2 \times \frac{95.328 (\pi/180) - \sin 95.328 \times \cos 95.328}{4}$$

$$= 203710.4396 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{D^3}{12 \times A_{\text{tembereng}}} = \frac{700^3}{12 \times 203710.440} = 140.314 \text{ mm}$$

$$ND_D = 0.85 \times f_c' \times A_{\text{tembereng}}$$

$$= 0.85 \times 30 \times 203710.4 \times 10^{-3}$$

$$= 5194.616 \text{ kN}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{c-d}{c} 0.003 = \frac{450-40}{450} 0.003 = 0.0027333$$

$\epsilon_{s1} > \text{dari } \epsilon_y$; maka $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$ND1 = 981.256 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{(450-60)}{450} 0.003 = 0.0026$$

$\epsilon_{s2} > \text{dari } \epsilon_y$; maka $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$ND2 = 981.256 \times 390 \times 10^3$$

$$= 382.689667 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{(450-119.8)}{450} 0.003 = 0.002201$$

$\epsilon_{s3} > \text{dari } \epsilon_y$; maka $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$ND3 = 981.256 \times 390 \times 10^3$$

$$= 382.689667 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{(450-209.6)}{450} 0.003 = 0.001603 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.001603 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.001603 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 320.5333 \text{ Mpa}$$

$$ND4 = 981.256 \times 320.53 \times 10^{-3}$$

$$= 314.525114 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s5} = \frac{(450 - 299.3)}{450} 0.003 = 0.001005 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.001005 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.001005 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 200.9333 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND5 &= 981.256 \times 200.93 \times 10^{-3} \\ &= 197.16695 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s6} = \frac{(450 - 400.7)}{450} 0.003 = 0.00329 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.00033 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.00033 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 65.733 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND6 &= 981.256 \times 65.733 \times 10^{-3} \\ &= 64.501 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s7} = \frac{(490,400 - 450)}{450} 0.003 = 0.000269 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.000868 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.000269 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 53.857 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} NT4 &= 981.256 \times 53.857 \times 10^{-3} \\ &= 52.857 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s8} = \frac{(580.200 - 450.000)}{450.000} 0.003 = 0.000868 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.000868 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.000868 \times 2 \cdot 10^5 \end{aligned}$$

$$= 173.600 \text{ Mpa}$$

$$NT3 = 981.256 \times 173.600 \times 10^{-3}$$

$$= 170.346 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s9} = \frac{(640.000 - 450.000)}{450.000} 0.003 = 0.001267 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.001267 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.001267 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 253.333 \text{ Mpa}$$

$$NT2 = 981.256 \times 253.333 \times 10^{-3}$$

$$= 248.585 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s10} = \frac{(650.000 - 450.000)}{450.000} 0.003 = 0.001333 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\epsilon_{s10} = \epsilon_y; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$NT1 = 981.256 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 382.689667 \text{ kN}$$

$$P_n = ND_D + ND1 + ND2 + ND3 + ND4 + ND5 - ND6 - NT1 - NT2 - NT3 \\ - NT4$$

$$= 5194.616 + 383.690 + 382.690 + 382.690 + 314.525 + 197.1$$

$$64.501 - 382.690 - 248.585 - 170.346 - 52.857$$

$$= 7644.353 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 7644.353$$

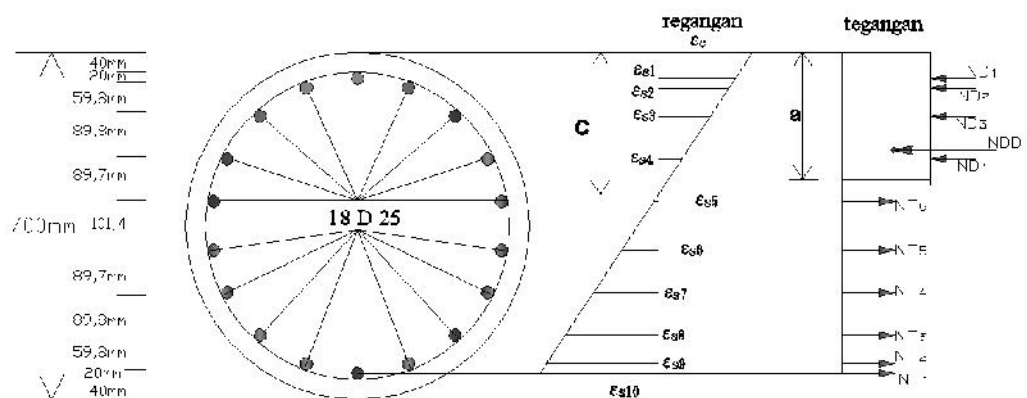
$$= 4968.830$$

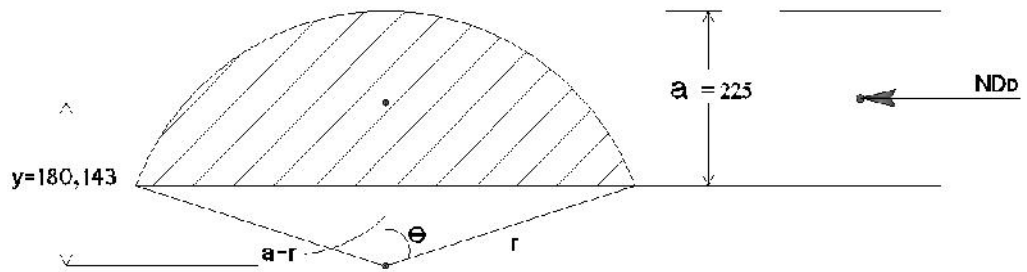
$$\begin{aligned}
M_n &= (ND_D \cdot y) + (ND1 + NT1) \cdot 310 + (ND2 + NT2) \cdot 290 + (ND3 + \\
&\quad ND3) \cdot 230,2 + (ND4 + NT4) + 140,4 + (ND5) \cdot 50,7 - (ND6) \cdot 50,7 \\
&\quad \cdot 10^{-3} \\
&= (5194.616 \times 140.314) + (382.69 + 382.690) \times 310 + (382.690 + \\
&\quad 248.585) \times 290 + (382.690 + 170.346) \times 230.2 + (314.525 + 52.857) \\
&\quad \times 140.4 + (197.167) \cdot 50.7 - (64.501) \cdot 50.7 \cdot 10^{-3} \\
&= 1738.3614 \text{ kNm} \\
\phi M_n &= 0.65 \times 1738.361 \\
&= 1129.935 \text{ kNm} \\
e_b &= \frac{M_n}{P_n} = \frac{1738.361 \cdot 10^3}{7644.353} = 227.40464 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- **Kondisi Patah Tarik ($c > c_b$)**

Dipakai nilai $c = 300 \text{ mm}$

$$a = c \cdot \beta = 300 \times 0.85 = 255 \text{ mm}$$





Gambar 4.11 Diagram tegangan regangan

$$r(\text{jari-jari}) = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 700 = 350$$

$$\theta = \cos^{-1}\left(\frac{r-a}{r}\right)$$

$$= \cos^{-1}\left(\frac{350-255}{350}\right)$$

$$= 74.2507^\circ$$

$$A_{\text{tembereng}} = D^2 \times \frac{\theta(\pi/180) - \sin \theta \times \cos \theta}{4}$$

$$= 700^2 \times \frac{74.2507(\pi/180) - \sin 74.2507 \times \cos 74.2507}{4}$$

$$= 158669.8194 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{D^3}{12 \times A_{\text{tembereng}}} = \frac{700^3}{12 \times 158669.819} = 180.143 \text{ mm}$$

$$ND_D = 0.85 \times f_c' \times A_{\text{tembereng}}$$

$$= 0.85 \times 30 \times 158669.8 \times 10^{-3}$$

$$= 4046.080 \text{ kN}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{c-d}{c} 0.003 = \frac{300-40}{300} 0.003 = 0.0026$$

$\epsilon_{s1} > \text{dari } \epsilon_y$; maka $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} ND1 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.689667 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{(300-60)}{300} 0.003 = 0.0024$$

$\epsilon_{s2} > \text{dari } \epsilon_y$; maka $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} ND2 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.68667 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s3} = \frac{(300-119.8)}{300} 0.003 = 0.001802$$

$\epsilon_{s3} > \text{dari } \epsilon_y$; maka $f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned} ND3 &= 981.256 \times 390 \times 10^{-3} \\ &= 382.689667 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s4} = \frac{(300-209.6)}{300} 0.003 = 0.000904 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\begin{aligned} f_s &= 0.000904 \times E_s \text{ (nodulus elastisitas baja tulangan) Mpa} \\ &= 0.000904 \times 2 \cdot 10^5 \\ &= 180.8 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND4 &= 981.256 \times 180.80 \times 10^{-3} \\ &= 177.411004 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\epsilon_{s5} = \frac{(300-299.3)}{300} 0.003 = 0.000007 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.000007 \times E_s \text{ (madulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 7E - 06 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 1.4 \text{ Mpa}$$

$$NT6 = 981.256 \times 1.40 \times 10^{-3}$$

$$= 1.374 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s6} = \frac{(400.700 - 300)}{300} \cdot 0.003 = 0.001007 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.00101 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.00101 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 201.400 \text{ Mpa}$$

$$NT5 = 981.256 \times 201.400 \times 10^{-3}$$

$$= 197.625 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s7} = \frac{(389.700 - 300)}{300} \cdot 0.003 = 0.000897 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.00090 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.000897 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 176.037 \text{ Mpa}$$

$$NT4 = 981.256 \times 179.400 \times 10^{-3}$$

$$= 176.037 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s8} = \frac{(479.500 - 300)}{300} \cdot 0.003 = 0.001795 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.001795 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.001795 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 359.000 \text{ Mpa}$$

$$\epsilon_{s9} = \frac{(539.300 - 300)}{300} \cdot 0.003 = 0.002393 < \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$f_s = 0.002393 \times E_s \text{ (modulus elastisitas baja tulangan) Mpa}$$

$$= 0.002393 \times 2 \cdot 10^5$$

$$= 478.600 \text{ Mpa}$$

$$NT2 = 981.256 \times 478.600 \times 10^{-3}$$

$$= 469.629 \text{ kN}$$

$$\epsilon_{s10} = \frac{549.300 - 300}{300} 0.003 = 0.002493 = \epsilon_y, \text{ maka}$$

$$\epsilon_{s10} = \epsilon_y ; \text{ maka } f_s = f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$NT1 = 981.256 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 382.689667 \text{ kN}$$

$$P_n = ND_D + ND1 + ND2 + ND3 + ND4 + NT1 - NT2 - NT3 - NT4 - NT5 - NT6$$

$$= 4046.1 + 382.690 + 382.690 + 382.690 + 177.411 + 382.69 + 469.629 - 352.271 - 176.037 - 197.625 - 1.374$$

$$= 2404.771 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0.65 \times 2404.771$$

$$= 1563.101 \text{ kN}$$

$$M_n = (ND_D \cdot y) + (ND1 + NT1) \cdot 310 + (ND2 + NT2) \cdot 290 + (ND3 + ND3) \cdot 230,2 + (ND4 + NT4) \cdot 140,4 + (NT5) \cdot 50,7 - (NT6) \cdot 50,7 \cdot 10^{-3}$$

$$= (4046.08 \times 180.143) + (382.69 + 382.690) \times 310 + (382.690 + 469.629) \times 290 + (382.690 + 352.271) \times 230,2 [(177.411 + 176.037) \times 140,4] + (197.625) \cdot 50,7 - (1.374) \cdot 50,7 \cdot 10^{-3}$$

$$= 1593.0333 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0.65 \times 1593.033$$

$$= 1035.472 \text{ kNm}$$

$$e = \frac{M_n}{P_n} = \frac{1593.033 \cdot 10^3}{2404.771} = 662.44696 \text{ mm}$$

- **Kondisi Lentur Murni**

Pada kondisi ini:

- Tulangan tarik mengalami leleh dan tulangan tekan belum mengalami leleh ($f_s = f_y$; $f_s' = f_s'$)

- Memasukkan nilai c dengan cara coba-coba sampai :

$$P_n = 0 \text{ (ND}_D + \text{ND}_I = \text{NT)}$$

$$\text{Dicoba } c = 164.5 \times 0.85$$

$$a = c \cdot \beta = 164.5 \times 0.85$$

$$= 139.825$$

Maka susunan tulangan sebagai berikut”

$$\text{Tulangan tarik } A_s = 13 \text{ D } 25 = 6378.125 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan tekan } A_s' = 5 \text{ D } 25 = 2453.125 \text{ mm}^2$$

$$A_s'1 = 2 \text{ D } 25 = 981.250 \text{ mm}^2$$

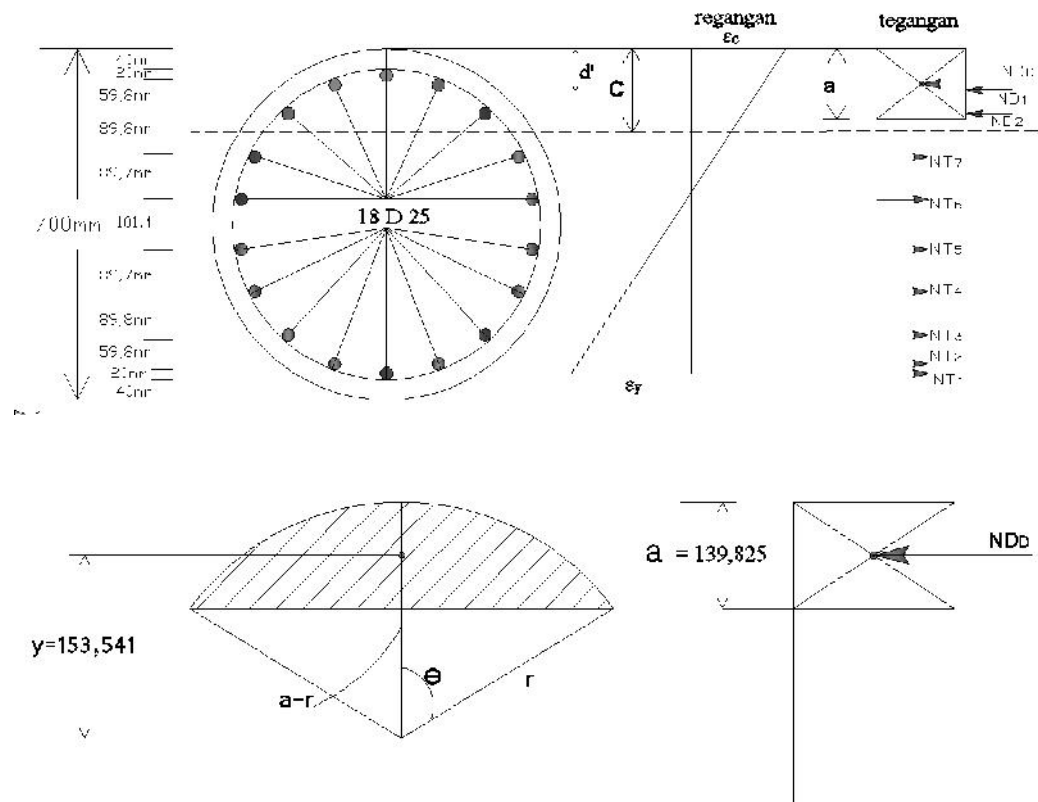
$$A_s'2 = 2 \text{ D } 25 = 981.250 \text{ mm}^2$$

$$y'1 = 40 \text{ mm}$$

$$y'2 = 40 + 59.8 = 99.8 \text{ mm}$$

$$z1 = d' = \frac{(981.250 \times 40) + (981.250 \times 99.8)}{2453.125}$$

$$= 55.920 \text{ mm}^2$$



Gambar 4.12 Diagram Tegangan regangan

$$r(\text{jari-jari}) = \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 700 = 350$$

$$\theta = \cos^{-1} \left[\frac{r-a}{r} \right]$$

$$= \cos^{-1} \left[\frac{350-139.825}{350} \right]$$

$$= 42.4104^\circ$$

$$A_{\text{tembereng}} = D^2 \times \frac{\theta(\pi/180) - \sin \theta \times \cos \theta}{4}$$

$$= 700^2 \times \frac{42.4104(\pi/180) - \sin 42.4104 \times \cos 42.4104}{4}$$

$$= 90628.68033 \text{ mm}^2$$

$$y = \frac{D^3}{12 \times A_{\text{tembereng}}} = \frac{700^3}{12 \times 90628.680} = 323.541 \text{ mm}$$

$$ND_D + ND_1 = N_r$$

$$\begin{aligned} ND_D &= 0.85 \times f_c' \times A_{\text{tembereng}} \\ &= 0.85 \times 30 \times 909628.68 \times 10^{-3} \\ &= 1515.942 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} ND_1 &= A_s' \cdot f_s' \\ &= \left[2453.125 \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\ &= \left[2453.125 \times \frac{(164.5-55.920)}{164.5} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\ &= 971.527 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_T &= A_s \cdot f_y \\ &= (6378.125 \times 390) \times 10^{-3} \\ &= 2487.469 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$ND_D + ND_1 = N_T$$

$$1515.942 + 971.527 - 2487.469 = 0.00068 - 0 \text{ maka}$$

$$c = 164.500 \text{ mm}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{390}{200000} = 0.00195$$

$$\begin{aligned} ND_D &= 0.85 \times f_c' \times A_{\text{tembereng}} \\ &= 0.85 \times 30 \times 90628.68 \times 10^{-3} \\ &= 1515.942 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$ND_1 = A_s' \cdot f_s'$$

$$\begin{aligned}
&= \left[2453.125 \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\
&= \left[2453.125 \times \frac{(164.5-42.410)}{164.5} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\
&= 1092.405 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$ND_2 = A_{s'} \cdot f_{s'}$$

$$\begin{aligned}
&= \left[2453.125 \times \frac{(c-d')}{c} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\
&= \left[2453.125 \times \frac{(164.5-42.410)}{164.5} \times 600 \right] \cdot 10^{-3} \\
&= 1092.405 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$NT_1 = A_{s1} \cdot f_y$$

$$\begin{aligned}
&= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\
&= 528.679 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$NT_2 = A_{s2} \cdot f_y$$

$$\begin{aligned}
&= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\
&= 528.679 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$NT_3 = A_{s3} \cdot f_y$$

$$\begin{aligned}
&= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\
&= 528.679 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$NT_4 = A_{s4} \cdot f_y$$

$$\begin{aligned}
&= 981.250 \times 390 \times 10^{-3} \\
&= 528.679 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$NT_5 = A_{s5} \cdot f_y$$

$$= 981.250 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 528.679 \text{ kN}$$

$$NT_6 = A_{s6} \cdot f_y$$

$$= 981.250 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 528.679 \text{ kN}$$

$$NT_7 = A_{s7} \cdot f_y$$

$$= 981.250 \times 390 \times 10^{-3}$$

$$= 528.679 \text{ kN}$$

$$P_n = ND_D + ND_1 + ND_2 + NT_1 + NT_2 + NT_3 + NT_4 + NT_5 + NT_6 + NT_7$$

$$= 1515.942 + 1092.405 + 1092.405 - 528.679 - 528.679 - 528.679 -$$

$$528.679 - 528.679 - 528.679 - 528.679$$

$$= 0.000 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0 \text{ kN}$$

$$ZD_D = c - (r - y) = 164.50 - (350 - 323.541)$$

$$= 138.041 \text{ mm}$$

$$ZD_1 = c - z_1 = 164.50 - 55.920 = 108.58 \text{ mm}$$

$$ZD_2 = c - z_2 = 164.50 - 40 = 124.50 \text{ mm}$$

$$ZT_1 = Z_3 - c = 600 - 164.50 = 495.50 \text{ mm}$$

$$ZT_2 = Z_4 - c = 640 - 164.50 = 475.50 \text{ mm}$$

$$ZT_3 = Z_5 - c = 580.2 - 164.50 = 415.70 \text{ mm}$$

$$ZT_4 = Z_6 - c = 490.4 - 164.50 = 325.90 \text{ mm}$$

$$ZT_5 = Z_7 - c = 400.7 - 164.50 = 236.20 \text{ mm}$$

$$ZT_6 = Z_8 - c = 299.3 - 164.50 = 134.80 \text{ mm}$$

$$ZT_7 = Z_9 - c = 209.6 - 164.50 = 45.10 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= (N D_D \cdot Z D_D) + (N D_1 \cdot Z D_1) + (N D_2 \cdot Z D_2) + (N T_3 \cdot Z T_3) + (N T_4 \cdot \\
&\quad Z T_4) + (N T_5 \cdot Z T_5) + (N T_6 \cdot Z T_6) + (N T_7 \cdot Z T_7) \\
&= \{(1515.942 \times 138.041) + (1092.405 \times 108.58) + (528.679 \times 124.500) \\
&\quad + (528.679 \times 415.70) + (528.679 \times 325.900) + (528.679 \times 236.20) + \\
&\quad (528.679 \times 134.800) + (528.679 \times 45.10)\} 10^{-3} \\
&= 1289.8954 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi M_n &= 0.65 \times 1289.895 \\
&= 838.432 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Untuk kepentingan diagram interaksi kolom dengan tulangan 18 D 25 ($\rho = 2,6\%$) dan 20 D 25 ($\rho = 3,0\%$) ditebalkan

Control untuk joint 4674

$$M_n, k 505 = \frac{1290 \times 10^6}{0.65} = 1984454491.5 \text{ Nmm}$$

$$M_n, k 292 = \frac{530.3 \times 10^6}{0.65} = 1984454491.5 \text{ Nmm}$$

$$M_n, b 400 = 1581220000 \text{ Nmm}$$

$$\Sigma M_e > \frac{6}{5} \Sigma M_g$$

$$\left[1984454491.5 + 815846154 > \frac{6}{5} (252234477.0 + 1581220000) \right]$$

$$2800300645.4 \text{ Nmm} > 2200145372 \text{ Nmm} \dots\dots\dots \text{OK}$$

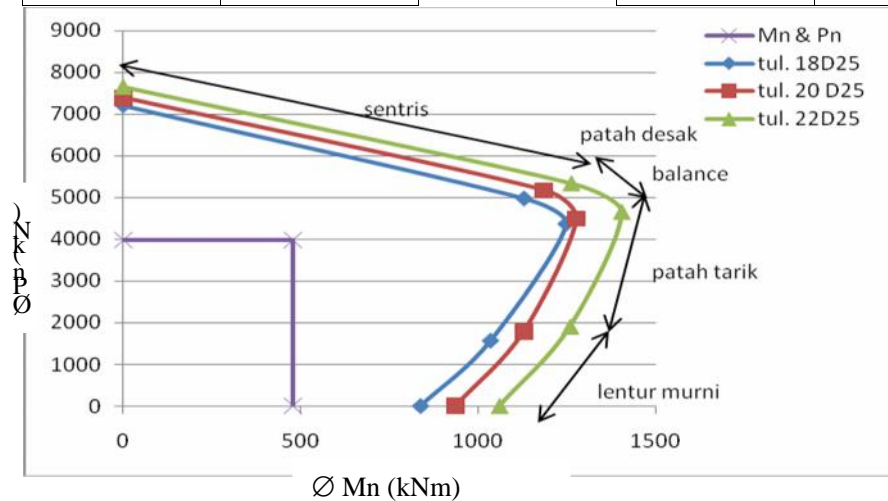
Tabel 4.1 diagram interaksi kolom No. 505

	18 D 25		20 D 25		22 D 25	
Kondisi	ϕM_n (kNm)	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)	ϕP_n (kN)	ϕM_n (kNm)	ϕP_n (kN)
SENTRIS	0	7197.740	0	7395.34027	0	7657.5426
PATAH DESAK	1129.935	4968.830	1186.994	5174.91831	1263.04458	5338.94613
BALANCE	1248.682	4360.212	1279.322	4496.05434	1405.14745	4657.67387
PATAH TARIK	1035.472	1563.101	1130.372	1785.29722	1259.68837	1904.28732
LENTUR	838.432	0	938.202	0	1060.78272	0

Sebenarnya :

P_u (kN)	3988.690
M_c (kNm)	311.228

ϕP_n (kN)	3988.69
ϕM_n (kNm)	478.8115



Gambar 4.2.2 Perhitungan Penulangan Geser Kolom

- Penulangan geser kolom No. 292

Diketahui : $D = 700 \text{ mm}$

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$

$d = 660$

$f_y = 390 \text{ Mpa}$

Tinggi bersih $L_n = 3900$

Tulangan spiral = $\varnothing 10 \text{ mm}$

Dari perhitungan penulangan kolom didapat :

$$N_u, k = 3988688 \text{ N}$$

$$M_u, k = 327.949$$

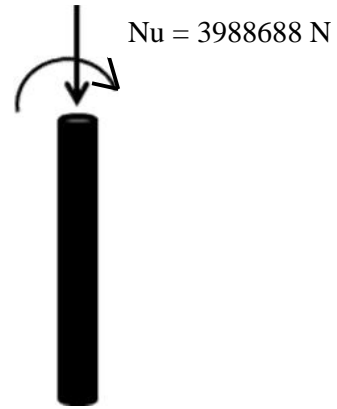
$$M_u = 327.949 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr,k} &= 1.25 \times 327.949 \\ &= 409.936 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{pr-,b} = 293440908.163 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr+,b} = 315293096.191 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} V_e &= \frac{2 \times M_{pr,k}}{l_n} \\ &= \frac{2 \times 409.936}{3.9} = 210.224 \text{ kN} \end{aligned}$$



Dengan menganggap momen lentur di atas dan dibawah kolom sama, maka gaya geser berdasarkan M_{pr-} dan M_{pr+} balok-balok yang bertemu di HBK.

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{M_{pr-,b} + M_{pr+,b}}{l_n} \\ &= \frac{293440908.163 + 315293096.191}{3900} \\ &= 156.0856 \text{ kN} < V_e = 210.224 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Tulangan geser di dalam daerah sendi plastis

$V_c = 0$ apabila memenuhi ketentuan pada SNI-2847 pasal 23.4. (5.(2)) berikut:

Gaya aksial terfaktor $< A_g \cdot f_c' / 20$

$$3988.69 \text{ kN} < \left\{ \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times 30/20 \right\} \times 10^{-3}$$

$$3988.69 \text{ kN} < 735.9375 \text{ kN}$$

Maka V_c diambil sesuai pasal 13.3. (1 . (2))

$$\begin{aligned} V_c &= \left[1 + \frac{N_u}{14 \times A_g} \right] \times \left[\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right] \times D \times d \\ &= 1 + \left[\frac{3988688.023}{14 \times 384650} \right] \times \left[\frac{\sqrt{30}}{6} \right] \times 700 \times 600 \cdot 10^{-3} \\ &= 766.17941 \text{ kN} \end{aligned}$$

Daerah yang berpotensi sendi plastis terletak sepanjang l_o (SNI 03-2847-2002 pasal 23.4.4.(4) dari muka yang ditinjau, di mana panjang l_o tidak boleh kurang dari :

- $1/6 \cdot l_n = 1/6 \cdot 3900$
 $= 650 \text{ mm}$
- Tinggi penampang kolom = 700 mm
- 500 mm

maka diambil nilai yang terbesar $l_o = 700 \text{ mm}$

Jadi daerah yang berpotensi terjadi sendi plastis sejauh 700 mm dari muka kolom. Persyaratan spasi maksimum pada daerah gempa (SNI 03-2847-2002 Pasal 23.4. (4.(2))), spasi maksimum tidak boleh melebihi

- $6 \times \text{diameter tulangan longitudinal} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- $\frac{1}{4} \times D = \frac{1}{4} \times 700 = 175 \text{ mm}$
- $100 \text{ mm} < S_x < 150 \text{ mm}$

Dengan asumsi $s = 100 \text{ mm}$, maka

Dipasang tulangan spiral \varnothing 10 mm

$$A_s = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 10^2$$

$$= 78.5 \text{ mm}^2$$

Merencanakan penulangan spiral

$$\rho_s = 0.12 \times \frac{f_c'}{f_y}$$

$$\rho_s = 0.12 \times \frac{30}{390} = 0.009231$$

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f_c'}{f_y}$$

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{384650}{301754} - 1 \right] \frac{30}{390} = 0.00951$$

Maka diambil nilai yang terkecil = 0.00923

Sedangkan spasi spiral adalah

$$s = \frac{4 \times A_s \times (D_c - d_s)}{D_c^2 \times \rho_s}$$

$$= \frac{4 \times 78.5 \times (620 - 10)}{(620)^2 \times 0.0092}$$

$$= 80.971 \text{ mm}$$

Digunakan spiral \varnothing 10 dengan jarak spasi 75 mm

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{78.50 \times 390 \times 660}{75} = 269412.00 \text{ N}$$

Jadi dipasang tulangan spiral \varnothing 12 – 75 mm

$$V_s \leq (2/3) \sqrt{f'_c} \times D \times d$$

$$V_s \leq (2/3) \times \sqrt{30} \times 700 \times 660$$

$$269412 \text{ N} < 686985.4771 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Maka

$$\phi (V_s + V_c) = 0.75 (269412.00 + 766179.4)$$

$$= 776693.5564 \text{ N} > V_u = 156085.6 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK})$$

- **Tulangan Geser Di Luar Daerah Sendi Plastis**

Persyaratan spasi maksimum untuk daerah di luar sendi plastis menurut SNI-2847 – 2002 pasal 23.4(4.(6)), spasi maksimum tidak boleh melebihi:

- $6 \times \text{diameter tulangan utama} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
- 150 mm

$$\frac{156.086}{1650} = \frac{V_u}{1650 - 700}$$

$$1650 \times V_u = 156.086 \times (1650 - 700)$$

$$V_u = 182880.36 \text{ N}$$

Maka V_c diambil sesuai pasal 13.3.(1.(2))

$$V_c = 1 + \left[\frac{N_u}{14 \times A_g} \right] \times \left[\frac{\sqrt{f_c'}}{6} \right] \times D \times d$$

$$V_c = 1 + \left[\frac{3988688.023}{14 \times 384650} \right] \times \left[\frac{\sqrt{30}}{6} \right] \times 700 \times 660 \times 10^{-3}$$

$$= 766.179 \text{ kN}$$

Dipakai spiral $\varnothing 12 \text{ mm}$ dengan spasi 150 mm

$$V_s = \frac{A_s \times f_y \times d}{s} = \frac{78.50 \times 390 \times 660}{150} = 134706.00 \text{ N}$$

kontrol kuat geser nominal menurut SNI-2847-2002 pasal 13.5.((6.(9))).

$$V_s \leq (2/3) \sqrt{f'c} \times D \times d$$

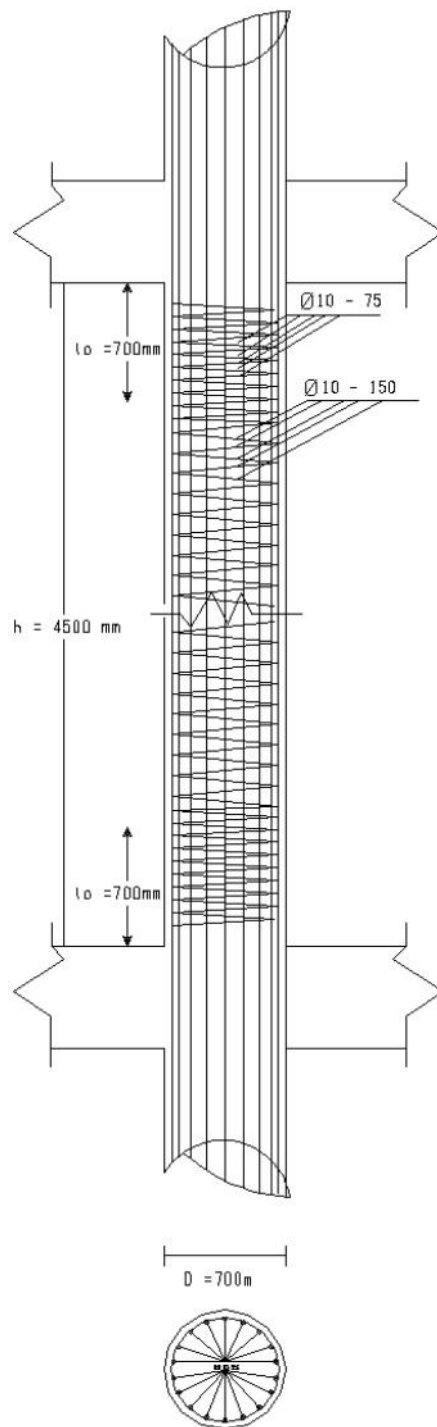
$$V_s \leq (2/3) \times \sqrt{30} \times 700 \times 660$$

$$134706.00 \text{ N} < 686985.4771 \text{ N} \dots\dots\dots(\text{OK})$$

maka :

$$\phi (V_s + V_c) = 0.75 (134706.00 + 766179.4)$$

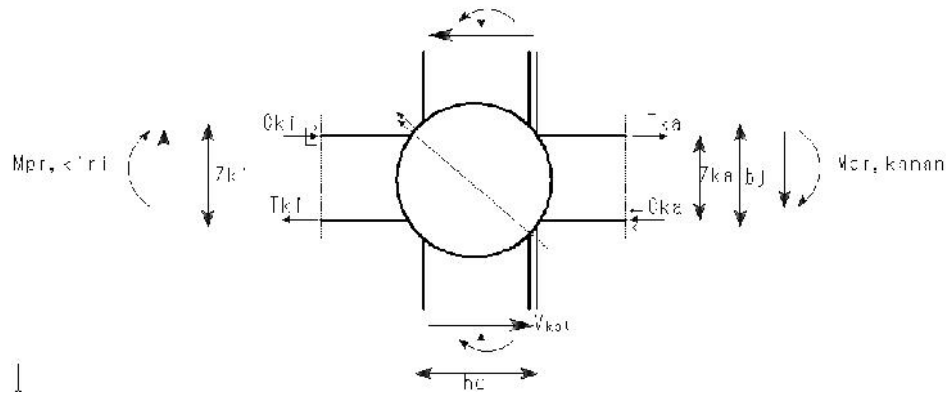
$$= 675664.5564 \text{ N} > V_u = 182880.4 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{OK})$$



Gambar 4.13 Penulangan geser kolom

4.2.3 Perhitungan Pertemuan Balok – Kolom

Pertemuan Balok – Kolom Portal Melintang Line 2 (Joint No. 4668)



Gambar 4.14 pertemuan balok – kolom

Data Perencanaan :

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$M_{pr, b \text{ kanan}} = 293440908.163 \text{ Nmm}$$

$$M_{pr, b \text{ kiri}} = 315293096 \text{ Nmm}$$

$$h_n, a = 6000 - 600 = 5400$$

$$h_n, b = 6000 - 600 = 5400$$

tulangan yang terpasang pada balok :

$$\text{balok kiri} = 4 \text{ D } 19$$

$$\text{balok kanan} = 4 \text{ D } 19$$

pemeriksaan kuat geser nominal pada Joint:

$$A_{s1} = 4 \times 0.25 \times 3.14 \times 19^2 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 4 \times 0.25 \times 3.14 \times 19^2 = 1133.54 \text{ mm}^2$$

$$T = A_s \times 1.25 \times f_y$$

$$T_1 = 1133.54 \times 1.25 \times 390 = 552600.75 \text{ N}$$

$$T_2 = 1133.54 \times 1.25 \times 390 = 552600.75 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \mu_u &= \frac{M_{pr, b \text{ kanan}} + M_{pr, b \text{ kiri}}}{2} \\ &= \frac{293440908.16 + 315293096.191}{2} = 304367002 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_h &= \frac{2 \times \mu_u}{h_n / 2} \\ &= \frac{2 \times 304367002.2}{(5400 / 2) + (5400 / 2)} \\ &= 112728.5193 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{jh} &= T_1 + T_2 + V_h \\ &= 552600.750 + 552600.750 - 112728.519 \\ &= 992472.981 \text{ N} \end{aligned}$$

Kuat geser nominal HBK yang terkekang pada sisi-sisinya maka berlaku:

$$\begin{aligned} V_n &= \frac{V_{j,h}}{\frac{\pi}{4} D^2} < 1,7 \sqrt{f_c'} \\ D &= 700 \text{ mm} \\ V_n &= \frac{V_{j,h}}{\frac{\pi}{4} D^2} < 1,7 \sqrt{f_c'} \\ &= \frac{726191,547}{\frac{3,14}{4} 700^2} < 1,7 \sqrt{30} \\ &= 2.580 \text{ N/mm}^2 < 9.3113 \end{aligned}$$

- Penulangan geser horizontal

$$Nu = 3988688.02 \text{ N}$$

$$\frac{Nu}{Ag} = \frac{3988688}{384650} = 6,5 \text{ N/mm}^2$$

$$= 6,5 \text{ N/mm}^2 > 0,1 \text{ fc}' = 0,1 \times 30 = 3 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} V_{c,h} &= \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{Nu, k}{Ag} - 0,1 \times f'c \right) \times \frac{\pi}{4} D^2} \\ &= \frac{2}{3} \sqrt{\left(\frac{1090000}{384650} - 0,1 \times 30 \right) \times \frac{3,14}{4} 700^2} \\ &= 1182026.239 \end{aligned}$$

$$V_{s,h} + V_{c,h} = V_{j,h}$$

$$V_{s,h} = V_{c,h} - V_{j,h}$$

$$= 1182026.239 - 992472.981$$

$$= 189553.259 \text{ N}$$

$$V_{j,h} = 486.034 \text{ mm}^2$$

Digunakan spiral Ømm, As ada = 78.5 mm²

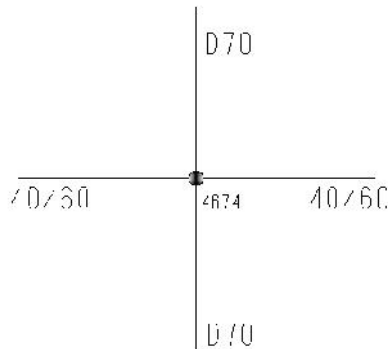
$$\text{Maka jumlah lapis sengkang} = \frac{A_{j,h}}{As_{\text{ada}}}$$

$$= \frac{486.034}{78.5}$$

$$= 6.2997 \rightarrow 7 \text{ lapis}$$

4.3 Perhitungan Pendetailan Tulangan

- Perhitungan pendetailan Joint 4674.



Gambar 4.14 Pertemuan balok kolom di Joint

- Pendetailan Tulangan Tumpuan Tarik (Atas)
- Sesuai dengan perhitungan penulangan lentur balok No.104 untuk tulangan tarik tumpuan di dapat 5 D 19 diletakan dalam 1 lapis
- Untuk memperhentikan tulangan tumpuan tarik ke dalam balok adalah sejauh $\frac{1}{4} l_n = \frac{1}{4} \times 5600 = 1400 \text{ mm}$ dari muka kolom

Ditambah dengan penjangkaran yang diperlukan untuk penjakaran sejauh $12 \times$

$$d_b = 12 \times 19 = 228 \text{ mm}$$

$$d = 540.5 \text{ mm}$$

$$\frac{1}{16} \times 5600 = 350 \text{ mm}$$

Dipakai perpanjangan = 540.5 mm

$$\text{Total panjang yang diperlukan} = 1400 + 540.5 = 1940.5 \text{ mm}$$

Modifikasi yang digunakan (Gideon 96-97)

- Batang tulangan baja paling atas dengan elevasi antara tulangan tersebut dengan lapisan beton terbawah tidak kurang dari 300 mm

$$600 - 40 - 10 - (0.5 \times 19) = 540.5 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$$

- Ld yang dibutuhkan adalah

$$L_{db} = \frac{0.02 \times A_s \times f_y}{\sqrt{f_c'}} = \frac{0.02 \times (0.25 \times \pi \times 19^2) \times 390}{\sqrt{30}}$$

$$= 403.56 \text{ mm}$$

$$L_{db} = 0.06 \times 19 \times 390 = 444.6 \text{ mm}$$

$$\text{dipakai } L_{db} = 444.6 \text{ mm}$$

dipakai faktor 1.4

maka $L_d = 444.6 \times 1.4 = 622.44 \text{ mm}$ ditambah perpanjangan 540.5 mm

$$L_d = 622.44 + 540.5 = 1162.94 \text{ mm} < 1940.5 \text{ mm}$$

Jadi pakai panjang penyaluran $L_d = 2000 \text{ mm}$

- Penjangkaran masuk ke dalam kolom

- Pendetailan tulangan tumpuan tekan balok (SNI-03-2847-2002 14.3)

Untuk tulangan tumpuan tekan, panjang penyaluran yang masuk ke dalam kolom adalah:

$$L_{db} = \frac{d_b \times f_y}{4\sqrt{f_c'}} = \frac{19 \times 390}{4\sqrt{30}} = 338.219 \text{ mm}$$

Di pakai $L_{db} = 400 \text{ mm}$

Panjang L_{db} tidak boleh kurang dari

$$L_{db} = 0.04 \times 19 \times 390 = 296.4 \text{ mm}$$

$$L_{db} = 300 \text{ mm}$$

- Pendetailan tulangan tumpuan tarik balok (SNI-03-2847-2002 14.5)

$$L_{hb} = \frac{100 \times d_b}{\sqrt{f_c'}} = \frac{100 \times 19}{\sqrt{30}} = 346.891 \text{ mm}$$

Faktor modifikasi, $\frac{f_y}{400} = \frac{390}{400} = 0.975$

$L_{dh} = 400 \times 0.975 = 390 \text{ mm}$

Dipakai $L_{dh} = 390 \text{ mm}$

Tidak kurang dari

$8 \times d_b = 8 \times 19 = 152 \text{ mm atau } 150 \text{ mm}$

$L_{dh} = 90 \text{ mm} > 8 d_b = 150 \text{ mm}$

Dipilih pembengkokan 90° dengan panjang setelah pembengkokan $= 12 \times d_b$

$= 12 \times 19 = 228 \text{ mm} \sim 230 \text{ mm}$

- Pemutusan tulangan lapangan tarik

Untuk pemberhentian tulangan lapangan tarik adalah sejauh $\frac{1}{5} l_n = \frac{1}{5} \times$

$5600 = 1120 \text{ mm}$ dari muka kolom

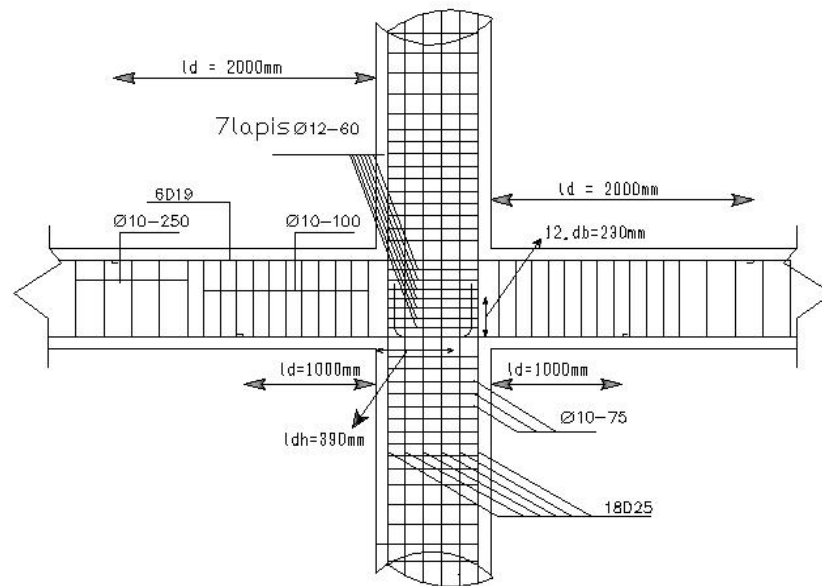
- Pendetailan sambungan kolom (SNI-03-2847-2002 14.16)

Dengan penerapan rumus untuk perhitungan momen ujung kolom yang memberikan faktor pembesar dinamis, maka salah satu keuntungan adalah penyambungan tulangan utama kolom dapat dilakukan segera di atas lantai berikutnya dan tidak perlu lagi ditengah-tengah kolom.

Untuk nilai $f_y \leq 400 \text{ Mpa}$

$L_d = 0.07 \times d_b \times f_y = 0.07 \times 19 \times 390 = 600.6 \text{ mm}$

Dipakai $L_d = 600 \text{ mm}$



Gambar 4.15 pendetailan join 4674

BAB V

KESIMPULANA DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Pada perencanaan pembangunan Gedung Fakultas Hukum Pascasarjana Universitas Brawijaya menggunakan struktur tahan gempa dengan konsep Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) kami harapkan struktur yang kami desain dapat menjamin struktur tersebut tidak akan mengalami kerusakan pada waktu menahan gempa gempa dengan kekuatan kecil atau sedang dan tidak akan mengalami kerusakan yang fatal akibat gempa kuat, portal yang dianalisa adalah line 2. Dari perencanaan pada laporan skripsi kami peroleh hasil diantaranya adalah sebagai berikut:

- balok yang mempunyai jumlah penulangan paling banyak terletak disemua balok pada lantai 2 dan 3, yaitu dengan spesifikasi :
 - Dimensi balok = 40/60 cm
 - Tulangan tumpuan kiri = atas 6 D 19, bawah 4 D 19
 - Tulangan lapangan = atas 4 D 19 , bawah 6 D 19
 - Tulangan tumpuan kanan = atas 6 D 19, bawah 4 D 19
- Tulangan geser (join kiri)
 - Daerah sendi plastis = \emptyset 10 - 100
 - Daerah diluar sendi plastis = \emptyset 10 – 250
- Tulangan geser (join kanan)
 - Daerah sendi plastis = \emptyset 10 - 100
 - Daerah diluar sendi plastis = \emptyset 10 – 250

- Peninjauan pengaruh kelangsingan kolom pada perencanaan kolom yang diikuti dengan metode perbesaran momen ternyata menghasilkan kebutuhan tuangan yang lebih banyak yang berfungsi untuk menjaga agar kolom tidak mengalami tekuk.
- Kolom pada portal ini direncanakan menggunakan diameter 700mm 18D25
- Perencanaan penulangan geser kolom pada portal ini menggunakan spesifikasi tulangan geser untuk arah Z
 - Daerah sendi plastis = $\emptyset 10 - 75$
 - Daerah diluar sendi plastis = $\emptyset 10 - 150$

Table 5.1 kontrol drift struktur dengan adanya perubahan penampang kolom

La antai Ke-i	hi (m)	s (mm)	drift s antar lantai (mm)	Drift m antar lantai (mm)	Syarat drif m (mm)	Keter angan
11	46,5	25,355	4,220	25,109	90	OK
10	42	21,135	3.572	21,252	90	OK
9	37,5	17,564	3.338	19,860	90	OK
8	33	14,226	3.141	18,687	90	OK
7	28,5	11,085	2.842	16,907	90	OK
6	24	8,243	2.540	15,113	90	OK
5	19,5	5,703	2.135	12,702	90	OK
4	15	3,569	1.749	10,407	90	OK
3	10,5	1,820	1.010	6,009	90	OK

2	6	0,810	0.810	4,817	120	OK
---	---	-------	-------	-------	-----	----

5.2 Saran

Dengan kemajuan teknologi komputerisasi saat ini perencanaan struktur gedung portal dengan konsep daktilitas penuh gempa dimensi 3D, kita dapat menggunakan fasilitas program staad Pro secara langsung, tetapi tetap memperhatikan peraturan – peraturan yang ada akan lebih efesien dan dapat menghemat biaya pelaksanaan pekerjaan.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. *"Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung"*. SNI 03 – 2847 – 2002
- Badan Standardisasi Nasional. *"Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung "*. SNI 03 – 1726 – 2002“ .
- Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan, 1983, *Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung*, Stensil, Bandung
- Departemen Pekerjaan Umum. *"Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983"*. Yayasan LPMB Bandung.
- Dipohusodo, Istimawan. 1994, *Struktur Beton Bertulang*, Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Edward G. Nawy, P.E., Dr, 1998, *Beton Bertulang*, PT. Refika Aditama, Bandung
- Kusuma Gideon, 1993, *Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang Berdasarkan SK- SNI T-1991-03*, Erlangga, Jakarta
- Purwono. Rachmat, *"Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa"* Edisi Pertama. 2005. ITS, Surabaya.